XIII
KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA

WARSZTAT PRACY RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO

Kielce - Cedzyna
21-23 maja 2014 roku

organizatorzy:

ODDZIAŁ KIELCE

Politechnika Świętokrzyska
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA I ARCHITEKTURY

XIII
KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA

WARSZTAT PRACY RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO

Opracowanie redakcyjne: **Barbara Goszczyńska**

Kielce - Cedzyna
21-23 maja 2014 roku

Materiały Konferencyjne zawierają:

- prace zamawiane przez Komitet Naukowo-Programowy Konferencji
- prace zgłoszone przez aktywnych zawodowo Rzeczoznawców, zakwalifikowane na konferencję przez Komitet Naukowo--Programowy
- prace zgłoszone przez firmy z branży budowlanej

Referaty opublikowano na prawach rękopisu na odpowiedzialność Autorów

Druk wykonano z matryc dostarczonych przez Komitet Organizacyjny Konferencji

Opracowanie graficzne i skład:
Eliza Goszczyńska

ISBN: 978-83-925-745-7-6

Wydawca: Zarząd Główny PZITB
Warszawa 2014

XIII
KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA

WARSZTAT PRACY RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO

PATRONAT HONOROWY:

URZĄD MARSZAŁKOWSKI WOJEWÓDZTWA ŚWIĘTOKRZYSKIEGO
MARSZAŁEK – Adam Jarubas

URZĄD MIASTA KIELCE
PREZYDENT – Wojciech Lubawski

Główny Urząd Nadzoru Budowlanego
GŁÓWNY INSPEKTOR NADZORU BUDOWLANEGO – Robert DZIWIŃSKI

Instytut Techniki Budowlanej
DYREKTOR INSTYTUTU TECHNIKI BUDOWLANEJ – Jan BOBROWICZ

Polska Izba Inżynierów Budownictwa
PRZEWODNICZĄCY PIIB – Andrzej Roch DOBRUCKI

Zarząd Główny Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa
PRZEWODNICZĄCY ZG PZITB – Ryszard TRYKOSKO

Politechnika Świętokrzyska
REKTOR – Stanisław ADAMCZAK

PATRONAT MEDIALNY:

Inżynieria i Budownictwo
Przegląd Budowlany
Inżynier Budownictwa
Materiały budowlane
Builder
Budownictwo i Prawo
Mosty

KOMITET NAUKOWO-PROGRAMOWY

Przewodniczący:

Prof. dr hab. inż. Leonard RUNKIEWICZ

Członkowie:

Prof. dr hab. inż. Lech CZARNECKI
Prof. dr hab. inż. Antoni BIEGUS
Prof. dr hab. Wiesław BUCZKOWSKI
Prof. dr hab. inż. Kazimierz FLAGA
Dr hab. inż. Wiesława GŁODKOWSKA, prof. PK
Prof. dr hab. inż. Zbigniew GRABOWSKI
Dr hab. inż. Anna HALICKA, prof. PL
Prof. dr hab. inż. Jerzy HOŁA
Dr hab. inż. Marek IWAŃSKI, prof. PŚk
Dr hab. inż. Zbigniew JANOWSKI, prof. PKr
Dr hab. inż. Maria KASZYŃSKA, prof. ZUT
Prof. dr hab. inż. Mieczysław S. KUCZMA
Prof. dr hab. inż. Andrzej KULICZKOWSKI
Dr hab. inż. Paweł LEWIŃSKI prof. ITB
Prof. dr hab. inż. Andrzej ŁAPKO
Prof. dr hab. inż. Cezary MADRYAS
Dr hab. inż. Krystyna NAGRODZKA-GODYCKA, prof. PG
Dr hab. inż. Jerzy Z. PIOTROWSKI, prof. PŚk
Dr inż. Marian PŁACHECKI
Prof. dr hab. inż. Wojciech RADOMSKI
Dr hab. inż. Antoni RÓŻOWICZ, prof. PŚk
Dr hab. inż. Zbigniew RUSIN, prof, PŚk
Dr hab. Inż. Tomasz SIWOWSKI, prof. PRz

Prof. dr hab. inż. Włodzimierz STAROSOLSKI
Dr inż. Jacek SZER
Prof. dr hab. inż. Kazimierz SZULBORSKI
Prof. dr hab. inż. Marian TRACZ
Prof. dr hab. inż. Wiesław TRĄMPCZYŃSKI
Dr hab. inż. Tadeusz URBAN, prof. PŁ
Dr hab. inż. Krzysztof WOJDYGA, prof. PW
Prof. dr hab. inż. Jerzy ZIÓŁKO
Prof. dr hab. inż. Adam ZYBURA

KOMITET ORGANIZACYJNY

Przewodniczący:

prof. dr hab. inż. Wiesław TRĄMPCZYŃSKI

Z-cy Przewodniczącego:

doc. dr hab. inż. Barbara GOSZCZYŃSKA
mgr inż. Wiktor PIWKOWSKI

Członkowie:

mgr inż. Tadeusz DURAK
dr inż. Stefan SZAŁKOWSKI
dr hab. inż. Grzegorz ŚWIT, prof. PŚk

Sekretarz organizacyjny

mgr Aneta SADURA JAMRÓZ

Szanowni Państwo,

Pragnę przekazać Państwu zbiór referatów, które będą wygłoszone na XIII Konferencji Naukowo-Technicznej „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego" organizowanej przez PZITB Odział Kielce oraz Wydział Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej, która odbędzie się w dniach 21-23 maja 2014.

Rzeczoznawstwo jest jedną z najbardziej odpowiedzialnych form działalności, w hierarchii samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie. Zakres budownictwa obejmujący renowacje, wzmocnienia, rozbudowy, zmiany funkcjonalne ciągle się zwiększa. Bezpieczne utrzymanie obiektów istniejących i nowo budowanych, często o bardzo skomplikowanej konstrukcji i z zastosowaniem najnowszych technologii, stawiają przed Rzeczoznawcami, coraz to poważniejsze i bardziej odpowiedzialne zadania. To Rzeczoznawcy powoływani są do opiniowania trudnych problemów technicznych w projektowaniu, wykonawstwie i użytkowaniu obiektów budowlanych, i inżynierskich, a także biorą udział w ocenie przyczyn i skutków katastrof i awarii, w tym spowodowanych „siłami natury". Ocena obiektów budowlanych i inżynierskich wymaga rozwiązywania coraz szerszego zakresu problemów związanych z zastosowaniem nowoczesnych metod badawczych i ich interpretacją, monitoringiem i diagnostyką, a także nowymi metodami wzmocnień konstrukcji, co skutkuje koniecznością kształcenia ustawicznego.
Dlatego, też Konferencja „Warsztat Pracy Rzeczoznawstwa Budowlanego" ma charakter szkoleniowy i przewidziana jest w formie warsztatów umożliwiających przekazanie i wymianę informacji, wiedzy i doświadczeń z zakresu szeroko rozumianego rzeczoznawstwa budowlanego. Skierowana jest do całego środowiska Inżynierów Budowlanych, a szczególnie rzeczoznawców i kandydatów na rzeczoznawców, a także Inżynierów przeprowadzających bieżące kontrole obiektów.
Zorganizowana dwa lata temu XII Konferencja w 2012 roku została bardzo pozytywnie oceniona i zgodnie z sugestiami jej uczestników, warsztaty zostały poszerzone o tematykę obejmującą drogi i mosty oraz instalacje wewnętrzne budynków i sieci zewnętrzne, a także problematykę budownictwa wielkopłytowego.
Wszystkie przedstawione Państwu referaty były recenzowane przez Komitet Naukowo-Programowy Konferencji. Dotyczy to zarówno referatów przygotowanych na zamówienie u wybitnych

specjalistów w kraju, przewodniczących organizacji inżynierskich, kierowników związanych tematycznie Instytutów naukowych, a także zgłoszonych przez aktywnych zawodowo specjalistów, jak i firm sponsorujących konferencję. Referaty zostaną wygłoszone w 11 tematycznych sesjach:

- Zagadnienia prawne
- Drogi i mosty
- Wybrane zagadnienia konstrukcji betonowych
- Problemy oceny trwałości i nośności konstrukcji
- Wybrane zagadnienia konstrukcji żelbetowych
- Instalacje budowlane
- Badanie konstrukcji, rewitalizacja i wzmacnianie
- Problemy budownictwa wielkopłytowego

oraz trzy sesje zatytułowane

- Przykłady ciekawych ekspertyz obiektów budowlanych

XIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego" organizowana jest w szczególnym okresie, okresie zmian dotyczących uwarunkowań prawnych rzeczoznawstwa budowlanego. Stąd też, w pierwszym dniu obrad, przewidywana jest sesja specjalna: „Dyskusja na temat nowe zasady działalności rzeczoznawcy budowlanego".

W imieniu Komitetu Organizacyjnego składam serdeczne podziękowania wszystkim Autorom za trud włożony w przygotowanie referatów, członkom Komitetu Naukowo-Programowego za zaangażowanie w ocenę i kwalifikację nadesłanych prac, osobom i instytucjom za patronat udzielony konferencji oraz instytucjom za pomoc finansową umożliwiającą organizację konferencji na odpowiednim poziomie.

Mam nadzieję, że XIII Konferencja Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, będzie ciekawym spotkaniem przyczyniającym się do rozszerzenia wiedzy jej uczestników, a także spotkaniem towarzyskim umożliwiającym bezpośrednie kontakty z najlepszymi specjalistami krajowymi w danej tematyce. Życzę więc wszystkim owocnych obrad, ciekawych spotkań i mile spędzonego czasu.

Wiesław Trąmpczyński

Przewodniczący Komitetu Organizacyjnego

GŁÓWNY SPONSOR KONFERENCJI

PERI POLSKA Sp. Z o. o. Płochocin

SPONSORZY KONFERENCJI

- Urząd Marszałkowski Województwa Świętokrzyskiego w Kielcach
- Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa
- Politechnika Świętokrzyska w Kielcach
- Świętokrzyska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- Małopolska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- Śląska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- Mazowiecka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- Sopockie Towarzystwo Ubezpieczeń Ergo - Hestia S.A., Gliwice
- Inwestbud Holding Sp. z o.o. Sp.K., Warszawa
- Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych FART Sp. z o.o., Kielce
- Fundacja im. Stanisława Staszica, Kielce
- Sika Poland Sp. z o.o., Warszawa
- Saint-Gobain Construction Products Polska Sp. z o.o., Gliwice
- Hilti Poland Sp. z o.o., Warszawa
- Centrum Promocji Jakości Stali Sp. z o.o., Warszawa
- MC-Bauchemie Sp. z o.o., Środa Wielkopolska
- IT Control Sp. z o.o., Masłów
- Condite Sp. z o.o., Kielce
- Wydawnictwo Naukowe PWN S.A., Warszawa
- Biuro Budowlane Ankra Sp. z o.o., Kielce
- Firma Budowlana Anna-Bud Sp. z o.o., Morawica
- Betomax Polska S.A., Końskie

Spis treści

SESJA I

A. R. Dobrucki 15
Problemy prawne rzeczoznawstwa budowlanego w świetle obowiązujących przepisów

J. Bobrowicz 21
Zasady stosowania wyrobów budowlanych w aspekcie działalności rzeczoznawcy

SESJA II

W. Radomski, T. Siwowski 34
Ekspertyzy mostowe – praktyka i wyzwania

L. Rafalski, J. Rymsza 54
Ekspertyzy w obszarze infrastruktury drogowej

M. Tracz, K. Woźniak 64
Ekspertyzy w zakresie oddziaływania dróg na środowisko

M. Iwański 84
Technologie naprawy dróg w aspekcie prawidłowego rozpoznania konstrukcji nawierzchni

W. Pękowski, A. Kuźniar 98
Nowy standard zakotwień w betonie przy użyciu kotew HILTI HIT HY200 (HILTI Poland Sp. z o.o.)

SESJA III

L. Czarnecki, P. Woyciechowski 102
Ocena trwałości konstrukcji z betonu w warunkach zagrożenia karbonatyzacją i korozją chlorkową

J. Hoła, Ł. Sadowski 125
Nieniszcząca diagnostyka zespolenia warstw betonowych na przykładzie posadzek

Z. Rusin 145
Wybrane problemy mrozoodporności betonu

SESJA IV

T. Siwowski 163
Ocena trwałości zmęczeniowej istniejących konstrukcji stalowych

A. Biegus 177
Ocena nośności elementów stalowych według Eurokodu 3

P. Gulak 196
Jak projektować rusztowania – konstrukcje stalowe czy urządzenia?
(PERI Polska Sp. z o.o.)

SESJA V

K. Flaga 216
Rola skurczu betonu w żelbetowych elementach konstrukcyjnych

W. Starosolski 236
O dokładniejsze szacowanie ugięć stropów – wybrane zagadnienia

A. Łapko 262
Wybrane problemy eksploatacyjne istniejących zbiorników żelbetowych

M. Rokiel 283
Sposoby naprawy najczęściej pojawiających się usterek w hydroizolacji
fundamentów z zastosowaniem materiałów marki Weber-Deitermann
(Saint-Gobain Construction Products Polska Sp. z o.o.)

SESJA VI

A. Kuliczkowski 293
Możliwości oceny stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych

K. Wojdyga 306
Ocena sprawności działania sieci ciepłowniczych i technologicznych

A. Różowicz 320
Konstrukcje energetycznych kontenerowych stacji betonowych w aspekcie
bezpieczeństwa

J. Bylicki 329
Instalacje gazowe w aspekcie zagrożenia wybuchem

SESJA VII

L. Runkiewicz, P. Lewiński 344
Monitorowanie żelbetowych zbiorników i silosów po wzmocnieniu

T. Urban 364
Rewitalizacja budynków przemysłowych z żeliwnymi elementami konstrukcyjnymi

R. Jawor, B.Cieśla, M. Korneluk 385
Rola badań nieniszczących w zapewnieniu wysokiej jakości wyrobów ze stopów żelaza (RBM-NDT)

SESJA VIII

A. Podhorecki, J. Sobczak-Piąstka 400
O potrzebie diagnozowania i rewitalizacji budynków wielkopłytowych

L. Runkiewicz, B. Szudrowicz, H. Prejzner, R. Geryło, J. Szulc, J. Sieczkowski 420
Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytowych

M. Wójtowicz 444
Trwałość budynków wielkopłytowych w świetle badań

J. Z. Piotrowski 455
Problemy eksploatacji i zakresy prac remontowych i modernizacyjnych budownictwa mieszkaniowego systemowego

SESJA IX

A. Majewska, K. Kościńska-Grabowska, R. Nalewajko, P. Przybysz, K. Szulborski 467
Badania i analiza przyczyn awarii sufitów podwieszanych Stadionu Narodowego

K. Kościńska-Grabowska, R. Nalewajko, P. Przybysz, K. Szulborski 479
Stany awaryjne elementów konstrukcji stadionu miejskiego w Poznaniu

K. Koziński, M. Płachecki 490
Kształtowanie konstrukcji obiektów przemysłowych z uwagi na trwałość i odporność na oddziaływania eksploatacyjne

J. Krentowski, R. Szeląg 500
Analiza stanu wzmacnianej konstrukcji w okresie 20-letniej eksploatacji

SESJA X

M. Lechman 511
Ekspertyza budowlana budynku magazynowego mocznika

Z. Owsiak, M. Biskup, A. Sołtys 520
Ocena stanu technicznego schodów z uwzględnieniem oddziaływania środowiska zewnętrznego

B. Wróblewski 528
Użytkowanie obiektów budowlanych a zachowanie odporności ogniowej elementów budynku

M. Skowron 538
Polska Stacja Antarktyczna im. Henryka Arctowskiego – projektowanie, realizacja i badania eksploatacyjne

SESJA XI

E. Maciąg 556
Ocena wpływu drgań wzbudzanych wbijanych elementów Larsena (grodzic) na stan zachowania budynków w sąsiedztwie – wyniki ekspertyzy technicznej

J. Sendkowski, A. Tkaczyk, Ł. Tkaczyk 568
Rozpoznanie jako podstawa projektowania geotechnicznego

M. Czarniecki, D. Czerek 579
Rewaloryzacja zespołu Hali Stulecia we Wrocławiu

SESJA I

Andrzej Roch DOBRUCKI[1]

PROBLEMY PRAWNE RZECZOZNAWSTWA BUDOWLANEGO W ŚWIETLE OBOWIĄZUJĄCYCH PRZEPISÓW

Rzeczoznawstwo budowlane w Polsce nadawane jest już od ponad 50 lat. Początkowo uregulowane było przepisami uchwały Nr 178 Rady Ministrów z 1967 r. [1], które przewidywały, iż rzeczoznawcy wydawali oceny i opinie w sprawach wymagających wiadomości specjalistycznych na potrzeby organów administracji państwowej, jednostek gospodarki uspołecznionej, organów kontroli, ścigania i arbitrażu.

Z czasem, funkcja rzeczoznawcy budowlanego nabierała stopniowo coraz większego znaczenia, co spowodowało, iż ustawodawca nadał mu rangę ustawową określając, iż jest to samodzielna funkcja techniczna w budownictwie. Przedmiotowa regulacja znalazła swoje odzwierciedlenie w przepisach ustawy z dnia 24 października 1974 r. – Prawo budowlane [2] oraz w przepisach rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie [3].

Podobne regulacje zawiera także obowiązująca ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane [4]. Jednak rzeczoznawstwo pod rządami tej ustawy, nie doczekało się uszczegółowienia w przepisach rozporządzeń wykonawczych w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie [5], tak jak to funkcjonowało wcześniej. Aktualnie, jedyną precyzyjną regulacją jest zasada uzyskiwania tytułu rzeczoznawcy budowlanego, jak i jego pozbawiania, określona w przepisie art. 15 Prawa budowlanego.

Na przestrzeni lat ewoluowały nie tylko przepisy będące podstawą nadawania tytułu rzeczoznawcy budowlanego, ale także zasady jego nadawania. Myślą przewodnią wprowadzanych zmian prawnych w tym zakresie było podnoszenie wymagań w stosunku do osób ubiegających się o ten zaszczytny tytuł.

Pierwotnie, uzyskanie tytułu rzeczoznawcy nie było uzależnione od posiadania uprawnień budowlanych, wystarczyło posiadanie teoretycznych i praktycznych wiadomości specjalnych w danej gałęzi nauki, techniki, sztuki lub innej umiejętności. Niezbędne było także korzystanie

[1] mgr inż. Andrzej Roch Dobrucki, Prezes Krajowej Rady Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa

w pełni z praw publicznych, posiadanie obywatelstwa polskiego oraz nienagannej opinii moralnej i zawodowej. W kolejnych regulacjach prawnych następowało stopniowe uszczegóławianie i podnoszenie wymagań m.in. poprzez wprowadzanie warunków posiadania wykształcenia i 10 lub 15 lat pracy zawodowej.

Jeszcze bardziej szczegółowe wymagania wprowadziła obowiązująca ustawa – Prawo budowlane z 1994 r., która przewiduje obowiązek posiadania wykształcenia wyższego, uprawnień budowlanych bez ograniczeń, co najmniej 10 lat praktyki zawodowej oraz znaczącego dorobku praktycznego w zakresie objętym rzeczoznawstwem.

Obecne uregulowania z jednej strony podnoszą wymagania stawiane kandydatom do uprawnień budowlanych, z drugiej zaś obniżają, np. dopuszczając w ramach 10 lat praktyki zawodowej uznanie praktyki sprzed uzyskania uprawnień budowlanych.

Inną negatywną cechą obowiązujących przepisów jest brak wyraźnych unormowań prawnych stanowiących podstawę działania tej grupy specjalistów. Okoliczność ta została skrzętnie wykorzystana przez ustawodawcę, który jak wynika z uzasadnienia projektu ustawy o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych [6], z tego powodu przewiduje niemalże całkowitą eliminację rzeczoznawcy budowalnego z przepisów ustawy – Prawo budowlane i przepisów wykonawczych.

Dodatkowo, obowiązujące regulacje są niejasne i szczątkowe. Niejasności dotyczą przede wszystkim warunków, jakie należy spełnić, aby uzyskać tytuł rzeczoznawcy budowlanego. Szczególnie dużo wątpliwości budzi niedookreślony zwrot „znaczący dorobek praktyczny", który nie został doprecyzowany. Natomiast szczątkowość regulacji przejawia się we wspomnianym już braku regulacji zastrzegających kompetencje dla osób posiadających ten zaszczytny tytuł. W konsekwencji rzeczoznawcy budowlani posiadają taki sam zakres upoważnienia, jak osoby legitymujące się uprawnieniami budowlanymi bez ograniczeń nie posiadające tytułu rzeczoznawcy budowlanego.

Znaczne wątpliwości interpretacyjne budzi także przepis art. 15 ust. 3 ustawy – Prawo budowlane, dodany w 2005 r. [7], który przewiduje możliwość nadania tytułu rzeczoznawcy osobie, która nie posiada wykształcenia wyższego i uprawnień bez ograniczeń. Warunkiem nadania tytułu w takim przypadku jest posiadanie szczególnej wiedzy i doświadczenia w zakresie nieobjętym uprawnieniami budowlanymi.

Wątpliwości dotyczą nie tylko zakresu nadawanych na podstawie omawianego przepisu tytułów, ale także kompetencji organu upoważnionego do jego nadawania. Powyższe skłoniło Polską Izbę Inżynierów Budownictwa do wystąpienia do Trybunału Konstytucyjnego z wnioskiem o zbadanie tego przepisu przez Trybunał, w zakresie zgodności z Konstytucją.

Przedstawione zagadnienia rzucają cień na instytucję rzeczoznawstwa budowlanego, które ostatecznie wskazują na jego deprecjację, poprzez dalsze ograniczenie przypadków, w których udział rzeczoznawcy budowalnego będzie wymagany.

Obecnie w przepisach powszechnie obowiązujących ustawodawca przewiduje cztery sytuacje, w których istnieje prawna możliwość powołania rzeczoznawcy budowlanego:

- w przypadku sprawdzania projektu architektoniczno-budowlanego pod względem zgodności z przepisami, w tym techniczno-budowlanymi [8],
- w celu sporządzenia ekspertyzy technicznej na temat stanu technicznego obiektu budowlanego nieużytkowanego lub niewykończonego [9],
- do składu komisji badającej przyczyny i okoliczności katastrofy budowlanej oraz zakres czynności niezbędnych do likwidacji zagrożenia bezpieczeństwa ludzi lub mienia [10],
- w celu sporządzenia ekspertyzy technicznej wymaganej przy nadbudowie, rozbudowie, przebudowie i zmianie sposobu użytkowania obiektów budowlanych [11].

Na podkreślenie zasługuje jednak fakt, że wskazane przypadki powołania rzeczoznawcy budowlanego stanowią rozwiązanie alternatywne, co oznacza, iż rzeczoznawca budowlany może zostać powołany na takich samych zasadach, jak inne podmioty wskazane w przywołanych przepisach. Odnotować natomiast należy brak regulacji, które nakazywałaby obligatoryjne powołanie rzeczoznawcy budowlanego, jako eksperta w określonej dziedzinie budownictwa.

Istotną wadą obowiązujących przepisów jest także brak definicji rzeczoznawcy budowlanego, który został włączony w ogólny przepis definiujący samodzielne funkcje techniczne w budownictwie, na równi z funkcją projektanta oraz kierownika budowy i robót. Stąd pojawia się zarzut, że rzeczoznawca budowlany został w swoich uprawnieniach zrównany z osobą posiadającą uprawnienia bez ograniczeń, nieposiadającą tytułu rzeczoznawcy.

Z treści projektu ustawy o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych wynika, iż rzeczoznawca budowlany będzie miał jeszcze mniej uprawnień, ponieważ nie będzie mógł już np. dokonywać sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych. Będzie natomiast mógł być nadal powołany do składu komisji badającej przyczyny i okoliczności katastrofy budowlanej oraz zakres czynności niezbędnych do likwidacji zagrożenia bezpieczeństwa ludzi lub mienia.

Mimo zasygnalizowanych „ułomności obowiązujących przepisów", rzeczoznawca budowlany jest uznawany za specjalistę i eksperta, który pełni funkcję doradczą oraz wykonuje opinie w trudnych sprawach, wymagających posiadania specjalistycznej wiedzy z określonego obszaru budownictwa. Udział rzeczoznawcy budowlanego jest wymagany nie tylko przez organy nadzoru budowlanego prowadzące postępowania administracyjne na podstawie ustawy – Prawo budowlane, ale także przez inwestorów, którzy w sprawach spornych powołują rzeczoznawców budowlanych w celu wyjaśnienia powstałych wątpliwości.

Zasadne byłoby zatem utrzymanie tej funkcji w przepisach ustawy – Prawo budowlane. Według projektu ustawy o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych [12], tytuł rzeczoznawcy budowlanego nadawany będzie jednak na mocy przepisów ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów [13].

Według wskazanego projektu, tytuł rzeczoznawcy budowlanego będzie mógł być nadany osobie, która:

1. korzysta w pełni z praw publicznych;
2. posiada:
   a. tytuł zawodowy magistra inżyniera, magistra inżyniera architekta, inżyniera lub inżyniera architekta,
   b. uprawnienia budowlane bez ograniczeń,
   c. co najmniej 10 lat praktyki w zakresie objętym rzeczoznawstwem,
   d. znaczący dorobek praktyczny w zakresie objętym rzeczoznawstwem.

Zatem, warunki uzyskania tytułu rzeczoznawcy budowlanego pozostają bez zmian w stosunku do stanu obecnego. Nadal też tytuł ten będzie nadawany przez właściwy organ samorządu zawodowego, czyli Krajową Komisję Kwalifikacyjną. Tytuł rzeczoznawcy, tak jak to jest obecnie, będzie mógł być nadany wyłącznie na wniosek zainteresowanego.

O nadaniu tytułu rzeczoznawcy budowlanego organ samorządu zawodowego będzie orzekał w drodze decyzji, określając zakres rzeczoznawstwa. Istotnym novum będzie charakter czasowy decyzji. Decyzja wskazywać ma bowiem okres do kiedy tytuł zachowuje ważność.

Zatem, zrealizowany byłby postulat Izby, aby tytuł rzeczoznawcy budowlanego nadawany był na określony czas np. 5 lat, co obligowałoby rzeczoznawców do ustawicznego kształcenia

i aktualizowania posiadanej wiedzy z określonej dziedziny budownictwa. Powyższe ma istotne znaczenie przy szybko rozwijającym się poziomie technologii i techniki.

Według projektu ustawy, podstawę podjęcia czynności rzeczoznawcy budowlanego będzie stanowił wpis na listę rzeczoznawców budowlanych, prowadzoną przez Polską Izbę Inżynierów Budownictwa, którą dotychczas prowadził Główny Urząd Nadzoru Budowlanego.

Wejście w życie nowych przepisów będzie obligowało Izbę Inżynierów Budownictwa do opracowania nowego regulaminu postępowania w sprawie nadawania tytułu rzeczoznawcy budowlanego. W zapisach tego regulaminu niezbędne będzie dookreślenie pojęcia ,,znaczący dorobek praktyczny", który jest pojęciem nieostrym i każdorazowo podlega ocenie organu wydającego decyzję w przedmiocie nadania tytułu rzeczoznawcy budowlanego. Ocena znaczącego dorobku praktycznego opiera się każdorazowo o zebrany i udokumentowany materiał dowodowy. Dlatego też w powyższym zakresie ma zastosowanie ogólna zasada wyrażona w art. 75 Kodeksu postępowania administracyjnego [14]. Głosi ona, że jako dowód należy dopuścić wszystko, co może przyczynić się do wyjaśnienia sprawy, a nie jest sprzeczne z prawem. W szczególności dowodem mogą być dokumenty, zeznania świadków, opinie biegłych oraz oględziny. W interesie osób ubiegających się o tytuł rzeczoznawcy budowlanego Polska Izba Inżynierów Budownictwa powinna doprecyzować to pojęcie i podejmie starania aby to uczynić.

Odrębną kwestią jest zagadnienie pozbawiania tytułu rzeczoznawcy budowlanego oraz ewentualne skreślenie z listy rzeczoznawców budowlanych, co także przewiduje projekt ustawy o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych. O pozbawieniu tytułu rzeczoznawcy orzekać będzie Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, co będzie wymagało przyjęcia regulaminu postępowania w tym zakresie.

Dotychczas Izba nie prowadziła takich postępowań. Niestety pojawiają się ostatnio wnioski o pozbawienie tytułu rzeczoznawcy budowalnego, składane zarówno przez inwestorów, jak i izby okręgowe oraz Główny Urząd Nadzoru Budowlanego.

Powyższe może z jednej strony świadczyć o zwiększeniu świadomości społeczeństwa o możliwych sankcjach wobec osób wykonujących funkcje rzeczoznawcy budowlanego, z drugiej zaś o przypadkach niewłaściwego wykonywania tych funkcji.

Musimy zatem dołożyć wszelkich starań, aby eliminować takie przypadki. Pomocna w tym zakresie może być właśnie możliwość wydawania decyzji terminowych, co będzie motywowało inżynierów do bieżącego dokształcania się w zakresie nowych materiałów i rozwiązań.

Będziemy też czynili starania, aby udział rzeczoznawców budowlanych w różnych fazach realizacji i użytkowania obiektów budowlanych był określony prawnie. Należy bowiem odróżnić kompetencje osób posiadających tytuł rzeczoznawcy budowlanego od osób takiego tytułu nieposiadających.

Z uwagi na planowaną w projekcie ustawy o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych możliwość wydawania tytułu rzeczoznawstwa na określony czas, który zostanie wskazany w treści decyzji, Polska Izba Inżynierów Budownictwa będzie zobowiązana aby ustalić szczegółowe zasady orzekania w tym zakresie.

Doprecyzowania będzie wymagał zarówno wymiar czasowy ważności takich decyzji, dotychczas pojawiały się propozycje aby tytuł rzeczoznawstwa nadawany był na pięć lat, i termin ten wydaje się słuszny. Dookreślone też będą musiały być zasady na jakich tytuł rzeczoznawstwa będzie można ponownie uzyskać. Wymagania te zostaną określone po uchwaleniu projektowanych przepisów i uzależnione będą od ich ostatecznych zapisów. Wydaje się jednak,

iż celowe byłoby wprowadzenie następujących zasad warunkujących uzyskanie tytułu rzeczoznawcy budowlanego:

- wykonywanie pracy przez co najmniej 3 lata w przeciągu 5 lat posiadania tytułu rzeczoznawcy budowlanego
- wykonanie co najmniej 3 ekspertyz w przeciągu 5 lat posiadania tytułu rzeczoznawcy budowlanego
- udział w co najmniej 3 konferencjach w przeciągu 5 lat posiadania tytułu rzeczoznawcy budowlanego
- członkostwo w izbie przez okres posiadania tytułu rzeczoznawcy budowlanego.

W związku z brakiem definicji pojęć „ocena techniczna" i „ekspertyza techniczna" oraz brakiem szczegółowego sprecyzowania upoważnienia do sporządzania oceny i ekspertyzy samorząd zawodowy inżynierów budownictwa będzie dążył do dookreślenia tych pojęć.

Podejmiemy też dalsze starania, aby wiedza rzeczoznawców budowlanych zrzeszonych w izbie inżynierów budownictwa była wykorzystywana w zakresie pełnienia funkcji biegłych sądowych z dziedziny budownictwa.

W praktyce orzeczniczej, opinie biegłych sądowych są zbyt istotne aby mogły być sporządzane przez osoby nie posiadające tytułu rzeczoznawcy budowlanego. Słuszność i niezbędność podjęcia planowanych działań potwierdza jakość sporządzanych obecnie opinii, która często jest na bardzo niskim poziomie, co uniemożliwia właściwe merytoryczne rozstrzyganie spraw sądowych.

Literatura

[1] Uchwała Nr 178 Rady Ministrów z dnia 20 listopada 1967 r. w sprawie zasad organizacji rzeczoznawstwa (Mon. Pol. z 1967 r. Nr 42, poz. 201).

[2] Ustawa z dnia 24 października 1974 r. – Prawo budowlane (Dz. U. Nr 38, poz. 229 z późn. zm.).

[3] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46 z późn. zm.).

[4] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (Dz. U. z 2013 r., poz. 1409).

[5] Na mocy przepisów ustawy z dnia 7 lipca 1994 r – Prawo budowlane wydano trzy rozporządzenia: z 1994 r., 2005 r. oraz obowiązujące z 2006 r.

[6] Projekt z dnia 17 lipca 2013 r. o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych (druk sejmowy 1576).

[7] Przepis art. 15 ust. 3 ustawy – Prawo budowlane - został wprowadzony przepisami ustawy z dnia 28 lipca 2005 r. o zmianie ustawy – Prawo budowlane oraz o zmianie niektórych innych ustaw (Dz. U. Nr 163, poz. 1364).

[8] Warunek wynikający z art. 20 ust. 2 Prawa budowlanego.

[9] Przepis § 4 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 30 sierpnia 2004 r. w sprawie warunków i trybu postępowania w sprawach rozbiórek nieużytkowanych lub niewykończonych obiektów budowlanych (Dz. U. Nr 198, poz. 2043).

[10] Przepis art. 76 ust. 2 Prawa budowlanego.

[11] Przepis § 2 ust. 2 rozporządzenia ministra infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 75, poz. 690 z późn.zm.).

[12] Por. art. 5 ustawy o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych.

[13] Ustawa z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2013 r., poz. 932).

[14] Ustawa z dnia 14 czerwca 1960 r. – Kodeks postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2013 r., poz. 267).

Jan BOBROWICZ[1]

ZASADY STOSOWANIA WYROBÓW BUDOWLANYCH W ASPEKCIE DZIAŁALNOŚCI RZECZOZNAWCY

STRESZCZENIE

Przepisy rozporządzenia PE i Rady (UE) nr 305/2011 nie wymagają transpozycji do polskiego prawa i obowiązują od 1 lipca 2013.

Rozporządzenie to m.in. wprowadza nowe wymaganie podstawowe (BWR 7) – dotyczące zrównoważonego wykorzystania zasobów naturalnych a także rozszerza wymagania podstawowe już nam znane o dodatkowe elementy odnoszące się do pełnego cyklu życia obiektów budowlanych.

Wprowadzane rozporządzenie zmienia także liczne inne ustalenia wynikające z dyrektywy 89/106/EWG. Za zmianami dotyczącymi definicji często idą także zmiany znaczenia oznakowania CE, roli deklaracji właściwości użytkowych sporządzanej przez producenta oraz filozofii oceny zgodności i przekazywania informacji o wyrobie w całym łańcuchu dostaw. Poza obszarem obowiązkowego oznakowania CE istnieje znaczny obszar krajowy, w którym praktycznie nie wiele się zmienia i pozostaje obowiązek oznakowania znakiem budowlanym przy zastosowaniu tych samych procedur jak dotychczas.

SŁOWA KLUCZOWE: certyfikacja, notyfikacja, ocena stałości właściwości użytkowych, wyroby budowlane, zrównoważony rozwój, systemy oceny zgodności, wymagania podstawowe

1. WSTĘP

Zgodnie z definicją zawartą w Rozporządzeniu Parlamentu Europejskiego i Rady 305/2011, które zostało opublikowane w Dzienniku Urzędowym Unii Europejskiej 4 kwietnia 2011, usta-

[1] dr inż. Jan Bobrowicz, j.bobrowicz@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

nawiającym zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylającym dyrektywę Rady 89/106/EWG: „wyrób budowlany" oznacza każdy wyrób lub zestaw wyprodukowany i wprowadzony do obrotu w celu trwałego wbudowania w obiektach budowlanych lub ich częściach, którego cechy wpływają na właściwości użytkowe obiektów budowlanych w stosunku do podstawowych wymagań dotyczących obiektów budowlanych.

Rozporządzenie wprowadza także dodatkowe wymaganie podstawowe i znacząco modyfikuje część tych, które dotychczas obowiązywały. Wymagań podstawowych, które są stawiane obiektom budowlanym jest już 7, co oznacza, że wyroby stosowane w budownictwie muszą posiadać cechy, które umożliwią obiektom spełnienie ich wszystkich.

Wyroby budowlane mogą być legalnie wprowadzone do obrotu zgodnie z dwiema drogami europejską (CPR) lub krajową w myśl ustaleń ustawy o wyrobach budowlanych.

Droga europejska jest precyzyjnie opisana w Rozporządzeniu 305/2011 i weszła w życie od 1 lipca 2013r i jest związana z oznakowaniem CE – obowiązkowa w przypadku kiedy jest norma zharmonizowana a dobrowolna w obszarze objętym Europejskimi Dokumentami Oceny.

Ścieżka wprowadzenia do obrotu w systemie krajowym na dzień pisania tego tekstu jest opisana w ustawie o wyrobach budowlanych (z 2004 roku) i pozostała niezmieniona w wyniku „małej" nowelizacji ustawy o wyrobach z lipca 2013 roku, która weszła w życie 23 sierpnia 2013. Oznacza to, że tak jak przed wejściem w życie Rozporządzenia 305/2011 wprowadzenie do obrotu wyrobów budowlanych jest obowiązkowe tak jak dotychczas po przeprowadzeniu procedury oceny zgodności i oznakowaniu wyrobu znakiem budowlanym. Co oznacza, że wyroby dla których brak jest norm zharmonizowanych czy norm krajowych (PN), konieczne jest uzyskanie odpowiedniej aprobaty technicznej. Oczywiście aprobata techniczna jest tylko specyfikacją techniczną i w dalszej części procedury wymaga zastosowania odpowiedniego wskazanego systemu oceny zgodności często z udziałem odpowiedniej kompetentnej akredytowanej jednostki.

Najważniejsze jest to, że tak jak dotychczas stosowanie wyrobów w budownictwie jest możliwe dopiero wówczas, gdy są one wprowadzone do obrotu zgodnie z przepisami prawa i spełniają wszystkie wymagania obowiązujące w kraju, gdzie mają być wbudowane w obiekt budowlany.

2. NAJWAŻNIEJSZE ZMIANY W SPOSOBIE WPROWADZANIA WYROBÓW Z OZNAKOWANIEM CE W UNII EUROPEJSKIEJ

Rozporządzenie 305/2011 zastępuje Dyrektywę 89/106 i obowiązuje wprost we wszystkich krajach członkowskich UE jako nadrzędne prawo Unii Europejskiej (nad prawem kraju członkowskiego dotyczącego wyrobów budowlanych). Ustanawia ono „zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych" i wprowadza [1,2]:

- zmiany w dotychczasowych wymaganiach podstawowych nr 3, 4, 6 oraz wprowadza nowe wymaganie nr 7;
- zasady wyrażania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych;
- zasady oznakowania CE wyrobów budowlanych;
- Europejski Dokument Oceny (EDO) – jako zharmonizowana specyfikacja techniczna;
- zmiany w deklaracji właściwości użytkowych;
- zmniejszoną liczbę systemów oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych;
- nowe obowiązki podmiotów gospodarczych w całym łańcuchu dostaw (importerzy, dystrybutorzy);
- procedury uproszczone – w szczególnych przypadkach;
- punkty kontaktowe ds. wyrobów budowlanych – we wszystkich krajach członkowskich;

- ujednolicone i wyższe wymagania dla jednostek notyfikowanych (laboratoriów (NLB), jednostek certyfikujących (NJC) oraz Jednostek Oceny Technicznej (JOT)).

Zapisy w w/w Rozporządzeniu miały na celu stopniowe uproszczenia legislacji UE i ukierunkowanie na bezpieczeństwo użytkownika oraz były próbą złagodzenia wymagań dla małych przedsiębiorstw. Rozszerzono także odpowiedzialność za wyrób budowlany na wszystkich biorących udział w obrocie wyrobami w tym na importerów, dystrybutorów oraz upoważnionych przedstawicieli. Zmiany zmierzają w kierunku ujednolicenia i podniesienia wymagań zwłaszcza tych dotyczących bezstronności dla jednostek wypełniających istotne zadania w procedurach wprowadzania wyrobów do obrotu tzn.: Jednostek Notyfikowanych – (JN) i Jednostek Oceny Technicznej – (JOT).

3. ZMIANY W WYMAGANIACH PODSTAWOWYCH

Rozporządzenie 305/2011, zmienia znaczenie i zakres obowiązywania znanych dotychczas wymagań podstawowych 3, 4 i 6 [3]:

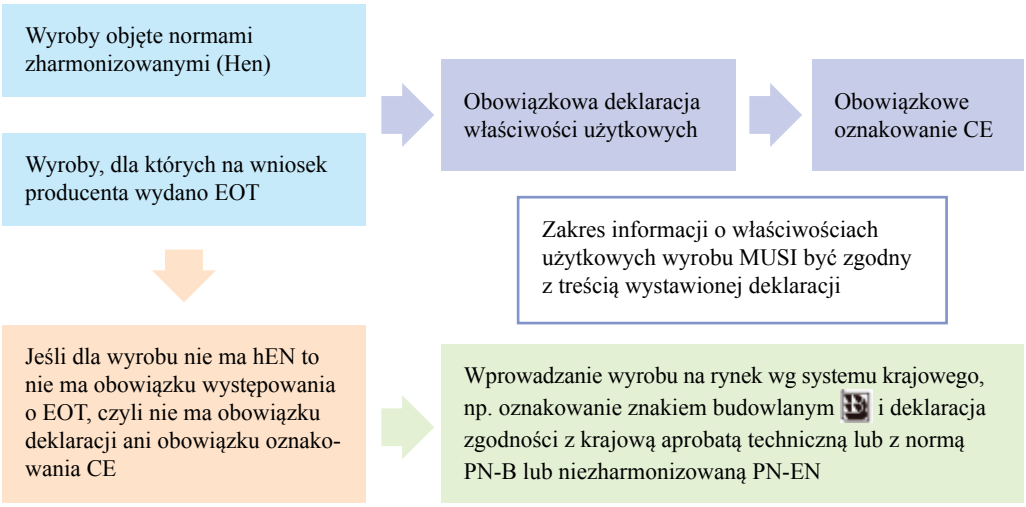
- Wymaganie 3 – „Higiena, zdrowie i środowisko" – obiekty budowlane powinny być zaprojektowane, wykonane w taki sposób, aby podczas ich budowy, użytkowania i rozbiórki nie stanowiły w ciągu ich całego cyklu życia zagrożenia dla higieny, zdrowia oraz bezpieczeństwa ich użytkowników lub sąsiadów oraz nie wywierały nadmiernego wpływu na jakość środowiska w tym także na klimat, w szczególności przez:
  - wydzielanie toksycznych gazów;
  - emisję niebezpiecznych substancji, lotnych związków organicznych, gazów cieplarnianych lub niebezpiecznych cząstek do powietrza wewnątrz i na zewnątrz obiektu budowlanego;
  - emisję niebezpiecznego promieniowania;
  - wydzielanie niebezpiecznych substancji do wody gruntowej, wód morskich, wód powierzchniowych lub gleby;
  - niewłaściwe odprowadzanie ścieków, emisję gazów spalinowych lub niewłaściwe usuwanie odpadów stałych i płynnych;
  - zawilgocenia w części obiektów budowlanych lub na powierzchniach w obrębie tych obiektów.
- Wymaganie 4 – „Bezpieczeństwo użytkowania i dostępność obiektów" [4,5,6] – obiekty budowlane muszą być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby nie stwarzały niedopuszczalnego ryzyka wypadków lub szkód w użytkowaniu lub w eksploatacji. Wprowadzono dodatkowo jako zagrożenie w trakcie użytkowania zabezpieczenie przed włamaniem. Obiekty budowlane muszą być zaprojektowane i wykonane z uwzględnieniem ich dostępności dla osób niepełnosprawnych i ich użytkowania przez takie osoby.
- Wymaganie 6 – „Oszczędność energii i izolacyjność cieplna" [7] – obiekty budowlane i ich instalacje grzewcze, chłodzące, oświetleniowe i wentylacyjne powinny być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby utrzymać na niskim poziomie ilość energii wymaganej do ich użytkowania, przy uwzględnieniu komfortu użytkowników i miejscowych warunków klimatycznych. Dodatkowo dbałość o minimalizację zużycia energii należy uwzględniać w całym cyklu życia tzn. rozszerzyć o proces budowy i rozbiórki obiektów budowlanych.

Rozporządzenie 305/2011 wprowadza nowe 7 wymaganie zatytułowane „Zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych" w brzmieniu jak niżej [8,9]:

„Obiekty budowlane muszą być zaprojektowane, wykonane i rozebrane po zakończeniu cyklu życia w taki sposób, aby wykorzystanie zasobów naturalnych było zrównoważone i zapewniało w szczególności:

a. ponowne wykorzystanie lub recykling obiektów budowlanych oraz wchodzących w ich skład materiałów i elementów po rozbiórce;
b. trwałość obiektów budowlanych;
c. wykorzystanie w obiektach budowlanych przyjaznych środowisku surowców i materiałów wtórnych."

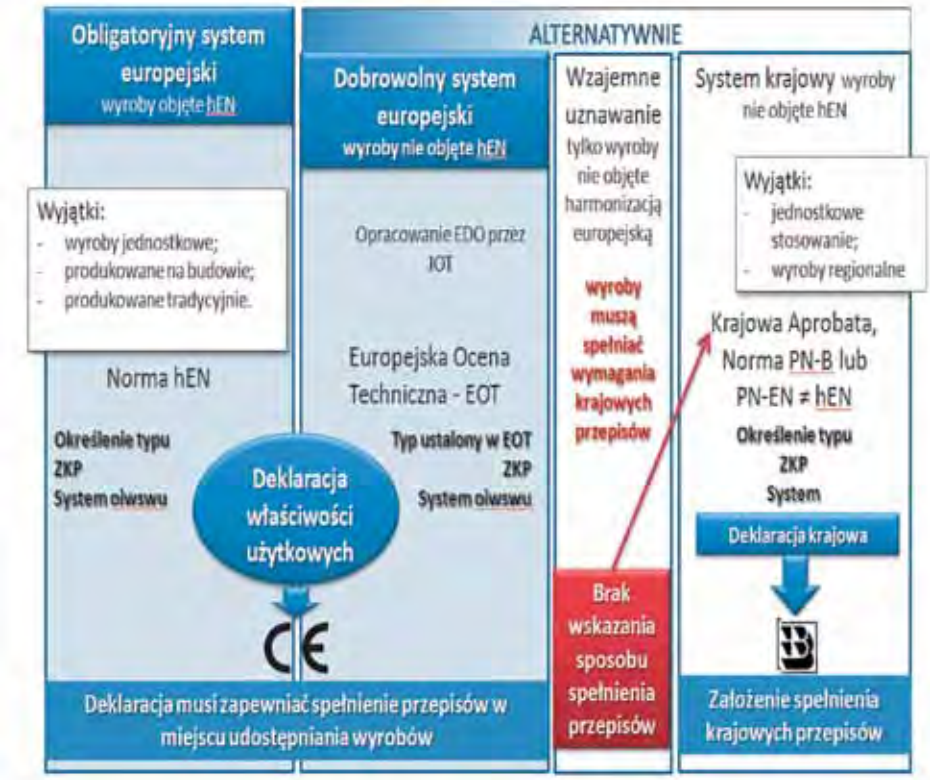
4. SYSTEMY EUROPEJSKI I KRAJOWY UDOSTĘPNIANIA WYROBÓW BUDOWLANYCH



Rys. 1. Schemat wprowadzania wyrobów budowlanych według systemu europejskiego i krajowego w obszarze dobrowolnym CPR

Rozporządzenie 305/2011 (CPR) i „mała" nowelizacja ustawy o wyrobach z lipca 2013 roku, która weszła w życie 23 sierpnia 2013 wprowadza systemy udostępniania wyrobów zilustrowane na powyższym rysunku (rys. 1) i bardziej szczegółowo opisane poniżej oraz przedstawione na rys. 2:

- obligatoryjny system europejski dla wyrobów objętych normami zharmonizowanymi, (hEN) gdzie proces kończy się obligatoryjnym oznakowaniem CE;
- dobrowolny system europejski dla wyrobów nie objętych normami zharmonizowanymi, a oznakowanie CE na podstawie europejskich aprobat technicznych (EAT) (do końca ich ważności) i europejskich ocen technicznych (EOT);
- wzajemne uznawanie dla wyrobów nie objętych harmonizacją europejską, **pod warunkiem spełnienia wymagań krajowych** – jeśli jakieś wymaganie krajowe nie jest spełnione, to konieczna jest procedura przewidziana w prawodawstwie Polskim (w ustawie o wyrobach budowlanych);
- system krajowy dla wyrobów nieobjętych zharmonizowanymi normami europejskimi.



Rys. 2. Systemy udostępniania wyrobów na rynku (*) – hEN norma zharmonizowana, **) ZKP – zakładowa kontrola produkcji, ***) – **oiwswu** – oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych; ****) **EDO** – europejski dokument oceny)

Jeśli dla wyrobu nie istnieje hEN i producent nie wystąpił o Europejską Ocenę Techniczną (EOT) (nie ma takiego obowiązku), to wówczas wyrób powinien być wprowadzony na rynek według systemu krajowego, który realizuje się wg zapisów ustawy o wyrobach budowlanych. Ocena zgodności jest wówczas prowadzona zgodnie z wymaganiami normy wyrobu PN-B lub niezharmonizowaną PN-EN a jeśli takich nie ma producent musi uzyskać aprobatę techniczną i przeprowadzić procedury niezbędne do oznakowania znakiem budowlanym i wystawia deklarację zgodności. Procedury te muszą być przeprowadzone zgodnie z wymaganym systemem oceny zgodności przewidzianym w specyfikacji technicznej i w odpowiednim mandacie Komisji Europejskiej (patrz tabela. 1). Najistotniejszą zmianą w tym obszarze jest brak możliwości oznakowania znakiem budowlanym wyrobów, dla których są odpowiednie normy zharmonizowane.

Schematycznie przedstawiony na rysunku 2 sposób postępowania przy wprowadzaniu do obrotu wyrobów budowlanych został podzielony na cztery ścieżki opisane wcześniej. Schemat ten pozwala jednoznacznie stwierdzić, że tylko pierwszy blok został rygorystycznie uregulowany w Rozporządzeniu. Drugi to już obszar dobrowolny – jest regulowany, ale daje różne możliwości spełnienia wymagań. Jednoznacznie należy stwierdzić, że przygotowanie Europejskiej Oceny Technicznej przez Jednostkę Oceny Technicznej jest zdecydowanie najbardziej klarowną

i jednoznaczną opcją wypełnienia przepisów prawa i oznakowania CE przy wprowadzeniu na rynek europejski, zwłaszcza dla wyrobów innowacyjnych.

Dwa pozostałe bloki na tym rysunku obrazują konieczność wypełnienia przepisów kraju członkowskiego dla grup wyrobów nie objętych harmonizacją lub dla których harmonizacja nie została zakończona.

5. PODZIAŁ ZADAŃ I DEKLARACJA WŁAŚCIWOŚCI UŻYTKOWYCH WEDŁUG CPR I OZNAKOWANIE CE A SYSTEM KRAJOWY Z OZNAKOWANIEM ZNAKIEM BUDOWLANYM

W systemie europejskim dotychczasowy system deklarowania zgodności został zastąpiony przez deklarację właściwości użytkowych zasadniczych charakterystyk wyrobu. W CPR 305/2011, w odróżnieniu od do niedawna obowiązującej Dyrektywy 89/106 CPD, rozróżnia się pięć systemów oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych wyrobu: 1+, 1, 2+, 3, 4 (tabela. 1). W tablicy tej przedstawiono także szczegółowy podział zadań producenta i tych przewidzianych dla strony trzeciej – JN, biorącej udział w procesie wprowadzenie wyrobu do obrotu.

Jednostki notyfikowane (JN) to trzy grupy niezależnych podmiotów gospodarczych, zwanych też stroną trzecią, które w myśl Rozporządzenia 305/2011 biorą udział w ocenie i weryfikacji stałości właściwości użytkowych dla wyrobów budowlanych [10].

W przypadku systemu krajowego definicje odpowiednich jednostek znajdują się w ustawie o ocenie zgodności [11] a ponieważ nie uległy ostatnio zmianom nie będą tutaj przytaczane.

Może występować sytuacja w której te trzy grupy zadań zarówno w systemie europejskim i krajowym czyli badania, certyfikację ZKP i certyfikację wyrobów wykonuje jedna organizacja tak jak to ma miejsce w Instytucie Techniki Budowlanej.

Na pierwszy rzut oka są to takie same jednostki jak te działające dotychczas w ramach CPD, ale nie te same. Część jednostek notyfikowanych nie będzie w stanie wypełnić wymagań jakie stawia Rozporządzenie 305/2011, jeśli chodzi o wysokie wymagania w zakresie wykazania bezstronności i niezależności [10].

Tabela 1. Zestawienie zadań do wykonania odpowiednio przez producenta lub jednostkę notyfikowaną (akredytowaną – ścieżka krajowa) w ramach systemów oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych wyrobów budowlanych wykonywanych zgodnie z systemami oceny 4, 3, 2+, 1, 1+.

System	Zadania producenta	Zadania jednostki notyfikowanej (CE – CPR) akredytowanych (ścieżka krajowa)	Podstawa oznakowania CE (CPR) i znakiem budowlanym (ścieżka krajowa)
4	Ustalenie – badanie typu wyrobu Zakładowa kontrola produkcji	Brak zadań	*Deklaracja właściwości użytkowych wystawiana przez producenta* *Deklaracja zgodności producenta*

3	Zakładowa kontrola produkcji	Ustalenie – badanie typu wyrobu	*Deklaracja właściwości użytkowych wystawiana przez producenta oraz raport z badań typu wydany przez JN* *Deklaracja zgodności i raport z badań typu wydany przez laboratorium akredytowane*
2+	Ustalenie – badanie typu wyrobu Zakładowa kontrola produkcji Badanie próbek zgodnie z ustalonym planem badania	Certyfikacja zakładowej kontroli produkcji na podstawie wstępnej inspekcji Ciągły nadzór, ocena i akceptacja kontroli produkcji	*Deklaracja właściwości użytkowych wystawiana przez producenta* *lub deklaracja zgodności producenta* + *Certyfikat zakładowej kontroli produkcji*
1	Zakładowa kontrola produkcji Dalsze badanie próbek zgodnie z ustalonym planem badania	Certyfikacja wyrobu na podstawie zadań jednostki notyfikowanej i zadań powierzonych producentowi Zadania jednostki certyfikującej notyfikowanej lub akredytowanej: – ustalenie – badanie typu wyrobu – wstępna inspekcja zakładu produkcyjnego i zakładowej kontroli produkcji – ciągły nadzór, ocena i akceptacja zakładowej kontroli produkcji	*Deklaracja właściwości użytkowych wystawiana przez producenta* *lub deklaracja zgodności producenta* + *Certyfikat wyrobu* *lub certyfikat zgodności*
1+	Zakładowa kontrola produkcji Dalsze badanie próbek zgodnie z ustalonym planem badania	Certyfikacja wyrobu na podstawie zadań jednostki notyfikowanej i zadań powierzonych producentowi Zadania jednostki certyfikującej notyfikowanej lub akredytowanej: – ustalenie – badanie typu wyrobu – wstępna inspekcja zakładu produkcyjnego i zakładowej kontroli produkcji – ciągły nadzór, ocena i akceptacja zakładowej kontroli produkcji – badania kontrolne próbek pobranych przed wprowadzeniem do obrotu	*Deklaracja właściwości użytkowych wystawiana przez producenta* *lub deklaracja zgodności producenta* + *Certyfikat wyrobu* *Nadzorowany z okresowym badaniem próbek przez JN* *lub certyfikat zgodności*

Jeżeli wyrób jest objęty hEN lub jest zgodny z wydaną dla niego EOT, producent **musi** sporządzić deklarację właściwości użytkowych. Wyrobowi mogą towarzyszyć tylko te informacje, które włączono do deklaracji i tak naprawdę istnieją dowody, że deklarowane cechy są spełnione. Producent jeśli tego wymaga system określony w specyfikacji technicznej, tak jak to zobrazowano w tabeli 1, musi skorzystać z jednostki notyfikowanej (JN) do Rozporządzenia 305/2011 (CPR) w zakresie przewidzianym dla jego wyrobu. Sytuacja wygląda podobnie jak dotychczas z tym, że zadania musi wykonać jednostka która uzyskała notyfikację do Rozporządzenia 305/2011.

Sytuacja wygląda podobnie jeśli producent wprowadza do obrotu wyrób mieszczący się w systemie krajowym. Musi on całą procedurę oceny zgodności zrealizować zgodnie z wymaganiami przepisów prawa. Procedura ta była wielokrotnie opisywana między innymi przez autora tego tekstu [12,13]. Zawsze konieczne jest przejście ścieżki wynikającej z sytemu oceny zgodności (patrz tabela. 1). Zwrócić uwagę należy na fakt, że w tym przypadku producent korzysta z odpowiednich kompetentnych jednostek akredytowanych, których zadania i sposób działania nie odbiega specjalnie od tego wynikającego z Rozporządzenia 305/2011.

Deklaracja producenta przy oznakowaniu CE przestaje być deklaracją zgodności ze zharmonizowaną specyfikacją techniczną (tak jak to ma miejsce w systemie krajowym) – wiąże ona producenta w zakresie wybranych przez niego z normy zharmonizowanej właściwości użytkowych związanych z deklarowanym zamierzonym zastosowaniem oraz przepisami w miejscu udostępniania wyrobu na rynku – dopuszcza opcję właściwości użytkowe nieustalone – „NPD" (*No Performance Determined*). Nie jest możliwe zastosowanie NPD jeśli wymaganie krajowe zostało określone w przepisach.

Producent zawsze musi brać pod uwagę wszystkie przepisy dotyczące wyrobów budowlanych i wraz z deklaracją musi informować o tym co wynika z art. 31 lub 33 rozporządzenia REACH nr 1907/2006 (karta charakterystyki, informacja o zawartości substancji niebezpiecznych) [2–5] oraz instrukcje obsługi i informacje na temat bezpieczeństwa w języku określonym przez państwo członkowskie. Deklaracja dostarczana jest dla każdego wyrobu udostępnianego na rynku (ew. partii dla jednego użytkownika). Deklaracja może mieć formę papierową lub być przesyłana drogą elektroniczną, Komisja ustali warunki udostępniania deklaracji na stronie internetowej producenta (na dzień pisania tekstu brak aktu delegowanego).

Jak wynika z zapisów CPR deklaracja właściwości użytkowych nie jest wymagana, jeżeli brak jest krajowych przepisów w miejscu, gdzie wyroby są przeznaczone do stosowania dla wyrobów produkowanych:

- jednostkowo lub na zamówienie w nieseryjnym procesie produkcyjnym;
- na terenie budowy i wbudowywanych na miejscu;
- w sposób tradycyjny lub zgodny z wymogami ochrony zabytków i w nieprzemysłowym procesie produkcyjnym.

W celu przeprowadzenia oceny zrównoważonego wykorzystania zasobów i wpływu obiektów budowlanych na środowisko należy, w miarę możliwości, stosować deklaracje środowiskowe wyrobów. Tam, gdzie to możliwe należy opracować jednolite metody europejskie w celu wykazania, że podstawowe wymagania zostały spełnione; takie prace są realizowane w CEN/TC 350. Dodatkowo zapis o uznaniu spełnienia wymagania 7 dla innowacyjnych wyrobów pojawił się we wzorze europejskiego dokumentu oceny (EDO) opracowywanym przez EOTA, który także jako dowód wypełnienia wymagania przywołuje odpowiednio przygotowane deklaracje środowiskowe. Instytut Techniki Budowlanej opracował już serię kryteriów ekologicznych – EKO ITB, które mogą być stosowane do potwierdzenia tego nowego wymagania podstawowego.

Analizując zapisy Rozporządzenia należy zwrócić uwagę na fakt, że weszło ono w życie ponad prawem krajowym ale dotyczy obszaru objętego harmonizacją. Dlatego dotychczas obowiązujący system krajowy nadal obowiązuje bez większych zmian. Istotne różnice to przede wszystkim obowiązek oznakowania CE wyrobów dla których istnieją normy zharmonizowane lub ETA czy EOT, a co za tym idzie nie można w tych przypadkach wybrać oznakowania znakiem budowlanym i krajowej ścieżki oceny zgodności wyrobu.

6. OBOWIĄZKI PRODUCENTA, IMPORTERA, DYSTRYBUTORA

Zmiany w definicji podmiotów gospodarczych biorących udział w obrocie wyrobami budowlanymi pociągają za sobą istotne zmiany dotyczące ich obowiązków i zadań:

Producent sporządza deklarację właściwości użytkowych i dostarcza ją wraz z wyrobem, umieszcza oznakowanie CE, opracowuje i przechowuje przez 10 lat dokumentację techniczną związaną z wymaganym systemem oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych, instrukcje obsługi i informacje na temat bezpieczeństwa.

Importer zapewnia przeprowadzenie przez producenta oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych. Zapewnia sporządzenie i dostęp do dokumentacji technicznej, deklaracji właściwości użytkowych (przechowuje kopię deklaracji) oraz zapewnia by wyrób był oznakowany CE posiadał instrukcje obsługi i informacje dotyczące bezpieczeństwa. Importerzy wskazują swoją nazwę i adres na wyrobie.

Dystrybutorzy zapewniają, by wyrób nosił oznakowanie CE i by towarzyszyły mu deklaracja oraz instrukcje obsługi i informacje dot. bezpieczeństwa; dystrybutorzy zapewniają także spełnienie odpowiednich wymagań przez producenta i importera. Przez 10 lat od wprowadzenia wyrobu do obrotu podmioty gospodarcze muszą zidentyfikować na żądanie organów nadzoru rynku wszystkich swoich dostawców i odbiorców.

7. PROCEDURY UPROSZCZONE I MOŻLIWOŚĆ ICH ZASTOSOWANIA

Przy zachowaniu odpowiednich warunków producent może zastąpić badanie typu lub obliczenie typu odpowiednią dokumentacją techniczną. Dla mikroprzedsiębiorstw mogą być zastosowane następujące procedury uproszczone:

- zwolnienie z badań; przedstawienie w to miejsce specjalnej dokumentacji technicznej,
- zastosowanie systemu 4 w miejsce systemu 3,
- zastosowanie innych procedur oceny niż przewidziane w normie zharmonizowanej,
- kaskadowy przepływ wyników badań.

Te opisane w skrócie procedury są teoretycznie prostsze ale brak jest nadal wyjaśnień ze strony Komisji Europejskiej jak one mają funkcjonować. Ponadto dla systemów 1, 1+, 2+ konieczny jest udział JN. Najpoważniejszym mankamentem tych procedur jest brak określenia, co to jest i jaka ma być zawartość specjalnej dokumentacji technicznej. Autor tego tekstu uważa, że jednak klasyczne znane od dawna procedury z niewielkimi modyfikacjami tj. aprobaty techniczne przekształcone na EOT, czy badania typu do normy zharmonizowanej są jednak łatwiejsze dla producenta, niż przygotowanie specjalnej i na dziś nieokreślonej, co do zawartości, specjalnej dokumentacji.

8. OBOWIĄZKOWE OZNAKOWANIE CE

Wyroby objęte hEN lub dla których wydano EOT oznakowanie CE jest jedynym oznakowaniem potwierdzającym zgodność wyrobu budowlanego z deklarowanymi właściwościami użytkowymi w odniesieniu do jego zasadniczych charakterystyk objętych hEN lub EOT (CPD – zgodność z hEN lub z ETA). Oczywiście jeśli europejska aprobata techniczna jest ważna to wyrób może być nadal legalnie oznakowany CE i wprowadzany do obrotu.

Ponieważ deklarowane właściwości użytkowe wyrobu, związane z jego zamierzonym zastosowaniem, muszą uwzględniać przepisy, w miejscu gdzie producent zamierza udostępnić wyrób na rynku, to można zakazać udostępniania na rynku i stosowania wyrobów noszących oznakowanie CE, jeśli deklarowane właściwości użytkowe nie odpowiadają wymaganiom dla takiego zastosowania w danym państwie. Oznakowanie CE przestaje być „paszportem" umożliwiającym wprowadzenie wyrobu na wszystkie rynki Europejskiego Obszaru Gospodarczego. Istotne staje się porównanie zakresu i poziomu deklarowanych z oznakowaniem CE właściwości użytkowych z wymaganiami krajowych przepisów. Takie podejście jest tym bardziej uzasadnione, że dla wielu wyrobów jest możliwość zastosowania opcji NPD. Producent może z niej skorzystać ale konsekwencją może być brak określenia poziomu właściwości wymaganych obligatoryjnie przepisami prawa w niektórych krajach. Najprościej rzecz ujmując najtańsza wersja oceny wyrobu ograniczająca badania do minimum może być przyczyną braku możliwości stosowania wyrobów w krajach unii, zwłaszcza tych które dbają o bezpieczeństwo obywateli podnosząc krajowe wymagania dla wyrobów. Podsumowując powyższe producent zainteresowany obrotem i stosowaniem wyrobów w wielu krajach członkowskich UE powinien poznać wymagania dotyczące jego wyrobu i we wstępnych badaniach typu wszystkie wymagane właściwości określić a następnie zadeklarować.

9. PODSUMOWANIE

Najważniejszy wniosek z analizy przepisów prawa to stwierdzenie, że stosować można w budownictwie tylko te wyroby, które zostały wprowadzone do obrotu w myśl przepisów kraju, w którym mają być zastosowane. W Polsce w myśl Rozporządzenia 305/2011 i ustawy o wyrobach budowlanych z dnia 16 kwietnia 2004 r. (Dz. U. Nr 92, poz. 881 z późn. zm.), wprowadzony legalnie do obrotu wyrób budowlany musi spełniać wszystkie wymagania stawiane przez ustawę prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (Dz. U. poz. 1409 z 2013r.) i rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 75, poz. 690 z 2003 z późniejszymi zmianami).

Najwięcej zmian wprowadzono w nazewnictwie dotyczącym obszaru wyrobów budowlanych. Nie oznacza to jednak, że zmieniono tylko zapisy pojęć. Za tymi zmianami zmienia się znaczenie i charakter definiowanego pojęcia. W praktyce większość definicji uległa zmianie i ma na celu pokazanie, że chodzi o zmianę filozofii podejścia do wyrobów. Wszystkie definicje można znaleźć w tekście Rozporządzania 305/2011.

Istotnie zmieniono wymagania stawiane jednostkom trzeciej strony biorącym udział w procedurach dotyczących wprowadzenia do obrotu – JN i JOT. Wymagania te stawiane są przede wszystkim z myślą o bezpieczeństwie użytkowników a dotyczą najwyższych kompetencji i znajomości branży budowlanej oraz bezstronności i niezależności tych podmiotów, których rzetelność ma wpływ na bezpieczeństwo użytkowników.

Zmienia się istotnie sposób deklarowania stałości właściwości użytkowych oraz wprowadza się obowiązek dostarczania deklaracji wraz z wyrobem końcowemu odbiorcy. Dopuszcza się

możliwość stosowania formy elektronicznej tego dokumentu i nakłada się obowiązek przechowywania dokumentacji przez minimum 10 lat. Należy podkreślić, że na producencie ciąży obowiązek wystawienia deklaracji właściwości użytkowych nawet wówczas, gdy jego wyrób był na rynku przed 1 lipca 2013.

Zmiana wymagań podstawowych oraz ustanowienie nowego 7 wymagania miała na celu zmniejszenie wpływu wyrobów i obiektów budowlanych na środowisko i zwiększenie bezpieczeństwa użytkowników obiektów. Wiele zapisów zmienionych wymagań odnosi się do całego cyklu życia wyrobów. Zmiany te będą skutkować w przyszłości koniecznością nowelizacji praktycznie wszystkich zharmonizowanych norm.

Mamy obecnie obowiązek oznakowania CE wyrobów budowlanych dla których są zharmonizowane normy oraz EOT i ETA.

Uważna lektura tekstu Rozporządzenia nasuwa wniosek, że to nie jest rewolucja jak się wydawało lecz raczej ewolucja mająca na celu ochronę użytkownika obiektów budowlanych i ochronę środowiska naturalnego w całym cyklu życia obiektu. Najistotniejsze zmiany zasygnalizowano w tekście z próbą zwrócenia uwagi na to co najważniejsze dla uczestników rynku wyrobów budowlanych.

Przypomnieć należy, że obszar związany z wprowadzeniem wyrobów ze znakiem budowlanym, tzn. na rynek krajowy, nie zmienił się po 1 lipca 2013 roku. Oznacza to, że wyroby innowacyjne lub te, które w zasadniczy sposób różnią się od zapisów zawartych w normach zharmonizowanych muszą przejść najpierw procedurę uzyskania aprobaty, a następnie ścieżkę związaną z ocena zgodności tak jak to było przed wejściem w życie Rozporządzenia 305/2011.

Dlatego też rzeczoznawcy budowlani w swej działalności przy zaleceniach dotyczących napraw, renowacji i wzmocnień powinni uwzględniać wymienione w referacie zasady i wymagania.

Literatura

[1] Bobrowicz J., Czarnecki L., Tworek J.: *Wprowadzanie do obrotu wyrobów budowlanych zgodnie z Rozporządzeniem CPR 305/2011.* Materiały Budowlane nr 2012, nr 11, s. 32–35

[2] Czarnecki L., Tworek J., Wall S.: *Budownictwo zrównoważone w Polsce* Inżynier Budownictwa, 3/2012, s. 24–28

[3] Fangrat J., Prejzner H.: *Jak zagadnienia środowiskowe zmieniają wymagania podstawowe dotyczące obiektów budowlanych? Cz.2. Higiena, zdrowie i środowisko* Materiały Budowlane nr 5/2012, s. 52–53

[4] Fangrat J.: *Jak zagadnienia środowiskowe zmieniają wymagania podstawowe dotyczące obiektów budowlanych? Cz.1. Bezpieczeństwo pożarowe* Materiały Budowlane nr 4/2012, s. 91–93

[5] Gajownik R., Sieczkowski J., Wall S.: *Jak zagadnienia środowiskowe zmieniają wymagania podstawowe dotyczące obiektów budowlanych? Cz.3. Nośność i stateczność oraz bezpieczeństwo użytkowania i dostępność obiektów* Materiały Budowlane nr 6/2012, s. 49–51

[6] Nowicka E.: *Jak zagadnienia środowiskowe zmieniają wymagania podstawowe dotyczące obiektów budowlanych? Cz.4. Ochrona przed hałasem* Materiały Budowlane nr 7/2012, s. 94–95

[7] Geryło R.: *Jak zagadnienia środowiskowe zmieniają wymagania podstawowe dotyczące obiektów budowlanych? Cz. 5. Oszczędność energii i izolacyjność cieplna* Materiały Budowlane nr 8/2012, s. 48–49

[8] Czarnecki L., Kaproń M.: *Ocena środowiskowa budynków* Konferencja KRYNICA 2012

[9] Czarnecki L., Kaproń M., Piasecki M., Wall S.: *Budownictwo zrównoważone – budownictwem przyszłości* Inżynieria i Budownictwo, nr 1/2012, str. 18–21

[10] Bobrowicz J.: *Rola i zadania jednostek notyfikowanych wg Rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady UE, CPR 305/2011* Materiały Budowlane nr 8/2013, str. 47–49

[11] Ustawa o systemie oceny zgodności. z dnia 30 sierpnia 2002 r. Dz.U. 2002 nr 166 poz. 1360.

[12] Bobrowicz J.: *Zasady oceny zgodności wyrobów budowlanych po 1 stycznia 2007 roku: Czy na pewno inaczej?* Informacja Bieżąca CEBET 2007, nr 1, s. 2–20

[13] Bobrowicz J., Kaproń M.: *Zasady dopuszczenia wyrobów budowlanych do obrotu* Materiały Budowlane 2005, nr 10, s. 99

SESJA II

Wojciech RADOMSKI[1]
Tomasz SIWOWSKI[2]

EKSPERTYZY MOSTOWE – PRAKTYKA I WYZWANIA

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono problematykę ekspertyz dotyczących oceny kondycji obiektów mostowych w aspektach oceny ich stanu technicznego, określania aktualnej nośności i cech funkcjonalnych oraz wyznaczania bezpieczeństwa eksploatacji i trwałości użytkowej. Zwrócono uwagę na zwiększone obecnie zadania i zakres ekspertyz oraz potrzebę operowania przez rzeczoznawców nowoczesnymi narzędziami diagnostycznymi, obliczeniowymi i analizowanie przez nich kondycji obiektów mostowych w szerokim kontekście trwałości i kosztów, rozpatrywanych w całym okresie spodziewanego ich użytkowania, a także z uwzględnieniem aspektów środowiskowych i społecznych. Tak nie rutynowo ujęte zadania wymagają lepszego i bardziej wszechstronnego niż dotychczas przygotowania ekspertów. Przedstawiono podstawy analizy wielokryterialnej w podejmowaniu decyzji co do oceny obiektów mostowych. Podkreślono też rolę nowoczesnych narzędzi wspomagających podejmowanie decyzji, będących wynikiem końcowym ekspertyz mostowych.

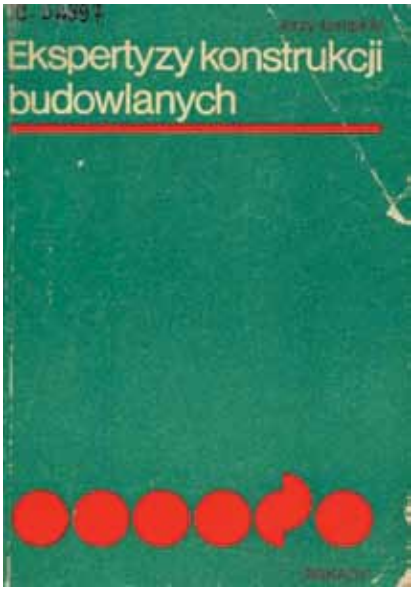
SŁOWA KLUCZOWE: mosty, ekspertyzy, kondycja, trwałość, ocena

1. PRZEDMIOT, CELE I ZAKRES OPRACOWANIA

Ekspertyzy budowlane, w tym dotyczące obiektów mostowych, wykonywane są od bardzo dawna, ich historia jest prawie tak długa, jak historia samego budownictwa. Oczywiście ich forma, zakres i metody badawcze oraz narzędzia obliczeniowe, a także wymagania formalne, a także sposób sporządzania ulegały zmianom, ale ich istota – o czym dalej – pozostała niezmienna.

[1] prof. dr hab. inż., w.radomski@il.pw.edu.pl, Politechnika Łódzka i Politechnika Warszawska
[2] dr hab. inż., siwowski@prz.edu.pl, Politechnika Rzeszowska

Wobec stałego i lawinowego wzrostu zapotrzebowania na ekspertyzy budowlane, co najmniej w ostatnim półwieczu (występuje to i obecnie), podejmowano w Polsce próby merytorycznego i formalnego uporządkowania warunków, które powinny spełniać należycie opracowane ekspertyzy. Warto tu przypomnieć książkę prof. Jerzego Łempickiego [1], która w dużej mierze zachowuje aktualność, a jest niestety niemal zupełnie zapomniana (rys. 1).



Rys.1. Okładka książki Jerzego Łempickiego z 1972 roku

Potrzeba stałego doskonalenia kwalifikacji rzeczoznawców budowlanych dała początek ogólnopolskim konferencjom naukowo-technicznym „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego", która w maju 2014 roku odbędzie się po raz trzynasty. Z innej nieco okazji, współautor niniejszego opracowania przedstawił problematykę ekspertyz budowlanych w ujęciu ogólnym, dotyczącym zasad ich sporządzania [2]. To opracowanie dotyczy głównie ekspertyz mostowych, ale zawiera także treści, które – jak sądzimy – mogą być przydatne rzeczoznawcom z innych zakresów budownictwa.

Specjalne opracowanie dotyczące ekspertyz mostowych znajduje uzasadnienie przede wszystkim w tym, że około 60% obiektów w Polsce jest eksploatowanych od ponad 50 lat i duża ich część wymaga modernizacji strukturalnej (głównie wzmocnień) lub funkcjonalnej (zwiększenia parametrów geometrycznych – np. poszerzenia pomostów), aby dostosować te obiekty do współczesnych warunków ruchu. Ponadto w wielu przypadkach i to także w odniesieniu do młodszych obiektów, konieczne są remonty o różnej skali. Podjęcie wymienionych działań wymaga określenia stanu technicznego obiektu lub – szerzej – jego kondycji, która obejmuje również jego cechy funkcjonalne i trwałościowe. Wszystkie te działania są (lub mają być) podejmowane na podstawie ekspertyz, określających kondycję obiektu, a niejednokrotnie także i zakres wymaganych prac budowlanych oraz proponowanych rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych. Truizmem, ale wartym przypomnienia, jest to, że każda ekspertyza ma charakter indywidualny, dotyczący konkretnego obiektu.

Zakres niniejszego opracowania jest z natury rzeczy ograniczony – autorzy musieli dokonać subiektywnego wyboru zagadnień ich zdaniem najbardziej istotnych. Wiadomo, że w krajowym mostownictwie istnieje system przeglądów obiektów, regulowany odpowiednimi przepisami (np. [3]). Pominiemy tu zagadnienia dotyczące tych przeglądów, które uznać można za ważne, ale dość rutynowe, skupimy się na ekspertyzach właśnie, które też są wymienione i zdefiniowane w instrukcji [3], ale w odniesieniu do których żadne wytyczne nie są z założenia sformułowane. Definicja ekspertyzy mostowej jest tam ujęta następująco:

„Ekspertyza jest to opracowanie obejmujące ocenę stanu technicznego całego obiektu lub jego części, wydane na podstawie specjalistycznych badań, pomiarów i obliczeń, w celu ustalenia przydatności do użytkowania i niezbędnych zasad utrzymania obiektu. Ekspertyzy wykonują instytucje i/lub zespoły specjalistów kompetentne w zakresie przedmiotu ekspertyzy, dysponujące niezbędna do tego aparaturą. Nie opracowuje się instrukcji wykonywania ekspertyz."

Nie wdając się w to, czy podana definicja jest dostatecznie ścisła i wyczerpuje wszystkie cele ekspertyz mostowych, trzeba zwrócić uwagę na zwrot *„...instytucje lub zespoły kompetentne w zakresie przedmiotu ekspertyzy..."*. Zwrot ten jest z pozoru oczywisty. Niemniej w niniejszym opracowaniu pragniemy zwrócić uwagę na zwiększone obecnie wymagania dotyczące tych kompetencji. Są obecnie nowe zupełnie narzędzia pojęciowe i metodologiczne, które znane są obecnie jeszcze zbyt słabo i przez to rzadko w ekspertyzach stosowane. Dlatego warto problematyce tej poświęcić nieco miejsca. Będzie ona przedstawiona przede wszystkim w odniesieniu do obiektów drogowych.

Ekspertyzy mostowe mogą mieć różne i wielorakie cele. Wobec zrozumiałego ograniczenia objętości tego opracowania, nie będziemy się tu zajmować szczegółowo problematyką rehabilitacji, napraw oraz modernizacji obiektów mostowych (w sensie technologicznym), co także bywa często przedmiotem ekspertyz, natomiast skupimy się na metodyce oceny bezpieczeństwa, trwałości i niezawodności konstrukcji mostowych, a także kryteriach oceny dalszej przydatności eksploatacyjnej istniejących mostów; inaczej rzecz ujmując skupimy się na rzetelnej ocenie stanu tych obiektów z uwzględnieniem wspomnianych już nowoczesnych narzędzi eksperckich, służących do podejmowania decyzji. W najbardziej syntetycznym ujęciu postaramy się sformułować metodykę udzielenia odpowiedzi na trzy podstawowe pytania, które tak, czy inaczej wyartykułowane przez zleceniodawców ekspertyz, są ich głównymi celami. Tymi pytaniami są:

A. Jaki jest rzeczywista nośność konstrukcji i poszczególnych jej elementów zarówno pod względem całkowitej masy pojazdów, jak i nacisków osiowych?

B. Jak długo można obiekt bezpiecznie eksploatować przy niezmienionych warunkach ruchu (np. bez wprowadzania ograniczeń masy pojazdów i nacisków osiowych) i bez podejmowania na obiekcie żadnych zabiegów zaradczych?

C. Jak długo można obiekt bezpiecznie eksploatować, wprowadzając określone ograniczenia dotyczące masy pojazdów oraz ich nacisków osiowych i jednocześnie nie podejmując żadnych zabiegów zaradczych?

Pytania te, oprócz znaczenia technicznego mają tzw. podtekst ekonomiczny – środki na naprawy, wzmocnienia czy modernizację funkcjonalną są zawsze ograniczone i w związku z tym pilność interwencji na obiektach zależy od „rankingu" ich stanu technicznego i funkcjonalnego. Zagadnień związanych z modernizacją funkcjonalną, czyli zmiany (zwiększenia) parametrów geometrycznych konstrukcji, mimo ich ważności nie będziemy tu rozpatrywać.

Wracając do trzech wymienionych pytań, to jest w nich bezpośrednie odniesienie do *bezpieczeństwa eksploatacji* obiektów. Wymaga to każdorazowo sprecyzowania, co w danym przypadku można uznać za to *bezpieczeństwo*.

W sformułowaniu odpowiedzi na pytania **A**, **B** i **C**, bardzo ważne znaczenie mają próbne obciążenia oraz ocena trwałości użytkowej obiektów. Obu tym obszarom działania ekspertów poświecimy wiele uwagi. Zauważyć jednak już teraz należy, że o ile próbne obciążenia są od dawna wykonywane, to w dalszym ciągu właściwa interpretacja ich wyników wymaga odpowiedniego skomentowania, bo bywa, że wnioski formułowane na ich podstawie są niewłaściwe lub nawet błędne. Natomiast ocena trwałości użytkowej obiektów jest stosunkowo nową metodą postępowania i nie jest jeszcze powszechnie stosowana i to nawet przez bardzo doświadczonych ekspertów. Dlatego ten sposób oceny obiektów mostowych jest w tym opracowaniu dość obszernie przedstawiony.

Na koniec zajmiemy się metodyką oceny dalszej przydatności eksploatacyjnej obiektu mostowego w kontekście jego nośności, bezpieczeństwa oraz trwałości, co jest zazwyczaj podstawowym zadaniem każdej ekspertyzy. Konieczność wykonania takiej oceny powoduje, że współcześni eksperci muszą sięgać po niestosowane przez nich do tej pory „miękkie" (nie techniczne) narzędzia z zakresu strategii podejmowania decyzji. W opracowaniu podano kilka praktycznych uwag oraz metod, którymi można się kierować przy podejmowaniu tych niełatwych decyzji.

2. BEZPIECZNA EKSPLOATACJA DROGOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH – KILKA UWAG

W nawiązaniu do zasygnalizowanego już pojęcia *bezpieczna eksploatacja* obiektu mostowego trzeba sformułować kryteria określania tego bezpieczeństwa. Nie jest to zagadnienie całkiem jednoznaczne. Pominiemy tu sprawy dotyczące bezpieczeństwa ruchu i zajmiemy się bezpieczeństwem samej konstrukcji mostowej oraz tzw. zapasem jej bezpieczeństwa, który może być różnie interpretowany. Rozważania ograniczymy tu do bezpieczeństwa konstrukcji w sensie obciążeń taborem drogowym – nie będziemy zajmować się tu obiektami, których bezpieczeństwo zależy także od ich innych cech konstrukcji, na przykład cech aerodynamicznych, jak to jest w przypadku mostów wiszących.

Zwykle bezpieczeństwo użytkowania wiązane jest ze statycznymi cechami obiektu, którego nośność określana jest na drodze analiz i prób właśnie statycznych, ponieważ taki sposób postępowania odpowiada zasadom obliczeń projektowych. Trzeba mieć jednak świadomość, że rzeczywiste obciążenia taborem działają na obiekt dynamicznie. Jest to szczególnie ważne w odniesieniu do mostowych konstrukcji stalowych, w których decydujący wpływ na bezpieczeństwo ich użytkowania mogą mieć efekty zmęczeniowe.

Nawiązując do poprzednio sformułowanych pytań **A**, **B** i **C** trzeba zauważyć, że określając *bezpieczną eksploatację* nie można abstrahować od czynnika czasu. Czym innym jest bowiem *doraźne bezpieczeństwo*, dotyczące krótkiego przedziału czasu (niekiedy dotyczy to tylko na przykład jednorazowego przejazdu tzw. transportu ponadnormatywnego), a czym innym *dalsza bezpieczna eksploatacja*, dotycząca tzw. normalnego (tj. bez żadnych ograniczeń co do mas, nacisków osiowych i prędkości ruchu taboru drogowego) użytkowania obiektu w dłuższym przedziale czasowym – ten drugi przypadek jest na ogół znacznie trudniejszy, ponieważ wymaga zastosowania tzw. analizy trwałości konstrukcji, co nie należy do czynności rutynowych (por p. 3. tego opracowania).

W określaniu *bezpiecznego dalszego użytkowania* mostów czynnikiem decydującym są zwykle *zapasy nośności*. Zależą one w dużej mierze od stanu technicznego obiektu, ponieważ

stopień destrukcji elementów konstrukcyjnych wpływa rzecz jasna na zmniejszenie ich nośności. Ale zapasy te zależą także od modelu obliczeniowego stosowanego w okresie projektowania danego obiektu. W przypadku wielu starych obiektów, wykazujących zadowalający stan techniczny, zapasy ich nośności mogą tkwić właśnie w modelach obliczeniowych. Jeżeli na przykład ustrój ramownicowy lub łukowy projektowano przed laty jako układ płaski (nie było komputerów!), to zastosowanie modeli obliczeniowych bardziej złożonych, ale lepiej odwzorowujących rzeczywistą konstrukcję (np. modeli przestrzennych), może wykazać, że nie są potrzebne żadne wzmocnienia strukturalne i konstrukcja może bezpiecznie przenosić zwiększone obciążenia użytkowe. Obowiązkiem eksperta oceniającego nośność obiektu może być powtórne obliczenie jego konstrukcji. Tu nieodzowne są metody diagnostyczne (por. p. 5. tego opracowania), aby poznać rzeczywiste cechy materiałów konstrukcji, układ zbrojenia lub kabli sprężających, etc. Potrzeba ta wynika także i z tego, że w odniesieniu do obiektów, będących od wielu lat w eksploatacji, brak jest odpowiedniej dokumentacji technicznej.

Każda, nawet najbardziej profesjonalna ekspertyza, oceni *bezpieczeństwo dalszego użytkowania* obiektu mostowego z pewnym prawdopodobieństwem. Nie zawsze może być ono akceptowalne dla administratora obiektu, który mając taką wiedzę będzie musiał znaleźć środki na działania zapobiegawcze, zwiększające poziom bezpieczeństwa konstrukcji i jej użytkowników. W sytuacji permanentnego braku środków na bieżące utrzymanie obiektów mostowych nie będzie to zadanie łatwe. Dlatego coraz częściej w ekspertyzach obiektów mostowych pojawiają się zalecenie zainstalowania na obiekcie tzw. monitoringu stanu technicznego konstrukcji mostu (*structural health monitoring* – SHM). Stałe monitorowanie zachowania mostu pod obciążeniem eksploatacyjnym pozwala na bieżącą kontrolę jego stanu i tym samym minimalizuje ryzyko nagłej awarii, zwiększając bezpieczeństwo konstrukcji.

Monitorowanie stanu technicznego konstrukcji SHM polega na identyfikowaniu, przez odpowiednie pomiary i analizy, lokalizacji zmian konstrukcyjnych oraz na ocenie zagrożenia dla konstrukcji, które te zmiany mogą wywołać. SHM jest także definiowany jako pomiar funkcjonalności i stanu technicznego konstrukcji w celu oceny symptomów mogących wywołać awarie, anomalie i/lub degradacje, które mogą wpływać na nośność, użytkowalność, bezpieczeństwo i trwałość mostu. Pełny SHM składa się z trzech głównych elementów: system pomiarowy, zawierający oprzyrządowanie i zarządzanie informacją (wynikami), metodę diagnozy, która składa się z przetwarzania danych (wyników), określania oznak i wagi uszkodzeń, badań testowych oraz może lub nie, bazować na godnej zaufania charakterystyce konstrukcji oraz metodę prognozy, której celem jest przewidywanie zachowania się konstrukcji (nośność, bezpieczeństwo, trwałość) w nawiązaniu do systemu utrzymania. Stały monitoring stanu technicznego SHM prowadzi do poprawy bezpieczeństwa konstrukcji, optymalnego wykorzystania jej zdolności funkcjonalnych i określa właściwe warunki utrzymania z ograniczonymi działaniami naprawczymi [4].

3. TRWAŁOŚĆ UŻYTKOWA DROGOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

Problem oceny trwałości użytkowej istniejących konstrukcji mostowych znacznie się nasilił w ostatnich latach. Kryzys ekonomiczny oraz znacząco niższe środki finansowe dostępne w celu utrzymania infrastruktury budowlanej zmusiły wielu administratorów do maksymalnego przedłużania życia technicznego istniejących konstrukcji. Dlatego zarządcy takich obiektów stoją dzisiaj przed dwoma głównymi wyzwaniami: koniecznością zapewnienia dalszej, bezpiecznej eksploatacji istniejących konstrukcji oraz wyborem efektywnych ekonomicznie metod ich utrzymania.

W tym celu są niezbędne działania, pozwalające inżynierom oferować swoim publicznym klientom rzetelną ocenę bezpieczeństwa i dalszej przydatności eksploatacyjnej istniejących konstrukcji.

Przy ograniczeniach finansowych rozdział środków na utrzymanie musi zostać oparty na rzetelnej wiedzy o stanie technicznym konstrukcji i prognozowanej jej trwałości. Dlatego wdrożenie nowoczesnych metod oceny trwałości i przydatności eksploatacyjnej mostów jest dzisiaj koniecznością. W Polsce wprawdzie żadna z dotychczasowych norm nie zawierała takiej procedury, jednakże od początku lat 80-tych ubiegłego wieku powstało wiele prac naukowych, w których zostało zaprezentowane wiele różnych metod szacowania trwałości mostów [5–8]. Jednakże w świetle stałego rozwoju wspólnego europejskiego rynku robót budowlanych i usług inżynierskich istnieje potrzeba harmonizacji różnych procedur i stworzenia akceptowanych zaleceń, dotyczących oceny trwałości użytkowej istniejących konstrukcji. Takie zalecenia powinny bazować na regułach przyjętych w Eurokodach i zawierać procedury na różnym poziomie analizy: podstawowym, bazującym na metodach ogólnych, oraz bardziej złożonym, wymagającym specyficznego doświadczenia i wiedzy.

Ocena trwałości użytkowej mostu staje się dzisiaj integralnym elementem ekspertyzy mostowej. Administrator mostu chce bowiem dzisiaj wiedzieć nie tylko, czy konieczne jest podjęcie działań zapewniających bezpieczne funkcjonowanie konstrukcji oraz jakiego rodzaju mają to być działania, lecz także jak długo istniejąca konstrukcja mostowa (bez ingerencji lub po podjęciu działań zabezpieczających) będzie w stanie bezpiecznie funkcjonować. Konieczne jest zatem określenie trwałości użytkowej. Przykładem takiego podejścia jest problem awarii mostu przez Wisłę w Nagnajowie, opisany w pracy [9]. Pojazd ciężarowy w wyniku prawdopodobnie pęknięcia opony uderzył w stalowa konstrukcję mostu, powodując poważne jej uszkodzenia (rys.2). Na skutek powstałych uszkodzeń most został całkowicie zamknięty dla ruchu. Po wykonaniu ekspertyzy mostu, mającej na celu ocenę uszkodzeń konstrukcji i ich wpływu na nośność i bezpieczeństwo mostu, dopuszczono ruch po moście dla pojazdów do 3,5 t. Roboty naprawcze i wzmacniające zakończono w trzy miesiące po awarii. Ponieważ jednak podczas awarii stwierdzono występowanie pęknięć zmęczeniowych w konstrukcji mostu, dlatego oprócz działań związanych z doraźną naprawą kratownicy po awarii i przywróceniem pełnej przydatności eksploatacyjnej mostu, administrator zażyczył sobie wykonania analizy trwałości użytkowej mostu.

Rys. 2. Wypadek na moście

Rys. 2. Fragment uszkodzenia kratownicy

Trwałość użytkową T rozumianą jako pozostały czas bezawaryjnej eksploatacji elementu mostu obliczono odejmując od wyznaczonej bezwarunkowej żywotności TS okres dotychczasowych 46 lat eksploatacji mostu. Wyniki tych obliczeń dla wszystkich krytycznych elementów mostu podano w tabeli 1. Jak wynika z przeprowadzonych obliczeń elementami bezpiecznymi o niezagrożonej trwałości użytkowej są jedynie pasy dolne oraz podłużnice pomostu.

W analizie trwałości użytkowej mostu zastosowano procedurę oceny zalecaną przez wytyczne europejskie, bazujące na założeniach Eurokodów [10]. Analizy obliczeniowe wykazały, że wiele elementów mostu ma wyczerpaną już trwałość. Potencjalne pęknięcia zmęczeniowe mogą doprowadzić do konieczności wprowadzenia ograniczeń w przejezdności mostu i/lub stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa całego obiektu i jego użytkowników. Wyniki przedstawionej oceny są obarczone pewnym błędem, którego przyczyny leżą zarówno po stronie bezpiecznej, jak również po stronie niebezpiecznej dla konstrukcji. Prace mające na celu zmniejszenie błędu oszacowania trwałości użytkowej mostu przez likwidację części tych przyczyn są przedmiotem prowadzonych obecnie badań i analiz. Po wykonaniu tych prac zostaną podjęte ostateczne decyzje o wprowadzeniu adekwatnych i skutecznych działań prowadzących do zwiększenia trwałości użytkowej oraz podniesienia poziomu bezpieczeństwa mostu. Jednakże niezależnie od wyników tych prac, ze względu na istniejące zagrożenie, administrator obiektu zdecydował o wprowadzeniu stałego monitoringu bezpieczeństwa konstrukcji.

Tabela 1. Bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa Ts oraz trwałość T dla elementów mostu [9]

	Pas dolny		Krzyżulce						Poprzecznice			Podłużnice	
Nr elementu	1005	1015	5006	5007	5009	5026	5027	5046	2	18	20	7005	7022
Żywotność T_S (lata)	87	90	36	33	30	27	28	28	16	15	15	74	72
Trwałość T (lata)	41	44	Wyczerpana						Wyczerpana			28	26

4. ROLA PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ OBIEKTÓW MOSTOWYCH

Badania obiektów mostowych pod próbnym obciążeniem wykonywane są niemal od tak dawna jak samo budowanie tych konstrukcji. Temu tematowi poświecono już setki, jeśli nie tysiące publikacji. Pewną jego syntezę znaleźć w monografii [11], która w warstwie merytorycznej jest w dużej mierze nadal aktualna, natomiast w warstwie procedur pomiarowych i obliczeniowych oraz aparatury jest z kolei w dużej mierze z oczywistych względów przestarzała. Nowoczesne narzędzia eksperckie, w tym także dotyczące przeprowadzania i interpretacji wyników badań mostów pod obciążeniami próbnymi, statycznym i dynamicznym, w znacznie nowszym ujęciu są przedstawione w monografii [12]. Jak już wspomniano, mimo długiej historii i powszechności wykonywania badań konstrukcji mostowych pod obciążeniem próbnym, nadal występują różnego rodzaju kontrowersje lub nawet błędy interpretacyjne. Dotyczy to zarówno badań statycznych, jak i dynamicznych. Zacznijmy od tych pierwszych.

Generalnie rzecz biorąc są one wykonywane jako badania odbiorcze lub kontrolne. Odbiorcze przeprowadzane są bezpośrednio przed oddaniem obiektu do użytku i nie są przedmiotem ekspertyz mostowych. Ich głównym celem jest określenie, czy zrealizowana budowla mostowa odpowiada pod względem wytrzymałości i sztywności założeniom projektowym. Badanie kontrolne (*proof load test*) istniejącego mostu pod próbnym obciążeniem służy do oceny zachowania się wybranych elementów lub całego układu konstrukcyjnego mostu pod wpływem obciążenia zewnętrznego, i stanowią zazwyczaj uzupełnienie oceny wykonanej analitycznie. Ze względu na niebezpieczeństwo uszkodzenia i/lub awarii mostu tego typu badania przeprowadza się wówczas, gdy kompleksowa ocena analityczna nie przyniosła wiarygodnych rezultatów i/lub w jej wyniku znacząco ograniczono nośność mostu lub zamknięto dla ruchu. Badania takie można przeprowadzać także w przypadku dużej redundancji (nadliczbowości) konstrukcji mostu. Każdorazowo musi być wyważone ryzyko związane z uszkodzeniem mostu w stosunku do korzyści, które mogą przynieść wyniki takich badań w zakresie zwiększenia niezawodności konstrukcji. Dlatego przed podjęciem decyzji o wykonaniu badania muszą być szczegółowo przeanalizowane dwie główne kwestie: **(a)** wartość docelowego obciążenia próbnego, będącego niezbędnym minimum, zapewniającym bezpieczeństwo obiektu pod normalnym obciążeniem oraz **(b)** monitoring zachowania mostu pod stopniowo wzrastającym obciążeniem próbnym i wyznaczenie poziomu, przy którym badanie powinno zostać przerwane, aby uniknąć powstania uszkodzeń. Należy jednak zaznaczyć, że chociaż jest to teoretycznie możliwe, to jednak przy właściwie zaplanowanym, przygotowanym i przeprowadzonym próbnym obciążeniu kontrolnym, niebezpieczeństwo wystąpienia uszkodzeń jest bardzo małe.

W ciągu ostatniej dekady w kilku krajach wprowadzono normy, służące do oceny nośności i bezpieczeństwa istniejących mostów [13]. W kilku z nich opisano procedurę, w jaki sposób należy uwzględniać wyniki próbnych obciążeń kontrolnych w szacowaniu nośności i bezpieczeństwa mostu. Próbne obciążenie jest w nich przyjęte jako alternatywna (w stosunku do analitycznej) metoda ekspercka, stosowana wówczas, gdy wyniki analiz teoretycznych nie są wiarygodne i/lub gdy zachowanie mostu pod obciążeniem użytkowym budzi wątpliwości. Przed wykonaniem takiego badania normy zalecają przeprowadzenie przeglądu stanu technicznego mostu oraz wykonanie oszacowania nośności elementów krytycznych. Jeżeli podczas badań pomiary wykażą nieliniowe zachowanie któregokolwiek z elementów lub przekrojów, badanie musi być natychmiast przerwane, a uzyskane obciążenie maksymalne powinno zostać uznane za nośność graniczną mostu. W przypadku, gdy podczas badań nie wystąpią żadne

niepokojące uszkodzenia i/lub zmiany zachowania konstrukcji lub jej elementów, a badanie musi zostać przerwane np. ze względu na ograniczenia przyrządów pomiarowych, wówczas nośność mostu może zostać oszacowana na podstawie ekstrapolacji zastosowanego obciążenia maksymalnego. Ekstrapolacja powinna zostać wykonana na podstawie porównania obliczonych wstępnych odkształceń pod obciążeniem stałym oraz dopuszczalnej górnej granicy odkształceń maksymalnych.

Próbne obciążenie może służyć także w ekspertyzach jako badanie diagnostyczne, uzupełniające np. w stosunku do badań materiałowych próbek pobranych z konstrukcji (*diagnostic load test*). Oba w/w typy badań przynoszą dodatkowe, cenne informacje, służące do oceny bezpieczeństwa konstrukcji i zmniejszenia poziomu niepewności w stosunku do parametrów, decydujących o tym bezpieczeństwie. W wielu przypadkach badania takie mogą także zasadniczo zmienić wartości tych parametrów. Np. norma kanadyjska do oceny bezpieczeństwa mostów istniejących zawiera procedurę przeprowadzenia diagnostycznego próbnego obciążenia mostu. Zawiera ona generalnie dwa typy badań: statyczne i dynamiczne. Badanie pod próbnym obciążeniem statycznym jest przeznaczone do sprawdzenia ogólnego zachowania się bardziej złożonych konstrukcji mostowych i potwierdzenia zakładanego rozkładu obciążenia pomiędzy poszczególnymi elementami konstrukcji. Badanie dynamiczne służy do identyfikacji charakterystyki dynamicznej mostu i ogólnej oceny jego zachowania pod obciążeniem ruchomym. W szczególności badanie dynamiczne może być przeprowadzone w celu wyznaczenia specyficznego dla każdej konstrukcji współczynnika dynamicznego, który następnie może być zastosowany w analitycznej ocenie nośności i bezpieczeństwa konstrukcji. Zastosowanie badań dynamicznych do oceny istniejących mostów szeroko opisano w pracy [14]. Wyróżniono, w zależności od sposobu wymuszenia, cztery podstawowe typy badań: wymuszenie normalnym ruchem, wymuszenie pojazdami specjalnymi, wymuszenie urządzeniami siłowymi (wzbudnikami) oraz wymuszanie metodami specjalnymi. Szczególną uwagę poświęcono detekcji i ocenie uszkodzeń na podstawie pomiarów charakterystyk dynamicznych obiektu, co zawsze ma szczególne znaczenie w ekspertyzach mostowych.

Informacje pochodzące z diagnostycznego próbnego obciążenia (losowego i o znanej wartości) mogą być także użyte do wyznaczenia rzeczywistych linii wpływu i współczynników rozkładu obciążenia na poszczególne elementy konstrukcji (tzw. soft load test). Na przykład w praktyce może się okazać, że dźwigary powszechnie uznawane za swobodnie podparte, mogą być częściowo utwierdzone na obu końcach (choćby w przypadku pomijanej lub niedostatecznie uwzględnianej sztywności poprzecznic skrajnych, niedokładności montażu łożysk lub występowania w nich luzów różnych co do wartości, charakteru urządzeń dylatacyjnych, wpływu barier, itp.), czego konsekwencją jest zazwyczaj mniejszy moment maksymalny pod regularnym obciążeniem ruchomym, a także występowania efektów skrętnych nie przewidzianych w projekcie. Taka informacja może zostać uwzględniona w ocenie stanów granicznych użytkowalności lub zmęczenia zakładając, że wielkość próbnego obciążenia jest wystarczająco duża do pokonania oporów związanych z zablokowaniem łożysk np. przez korozję, czy urządzeń dylatacyjnych przez tymczasowe zanieczyszczenia.

Aktualnie prowadzone są w wielu krajach prace naukowe, służące opracowaniu normowych procedur szacowania nośności i bezpieczeństwa istniejących mostów na podstawie wykonywanych badań pod próbnym obciążeniem. Współczesną wiedzę w tym zakresie i rekomendacje do przyszłej normy europejskiej zawiera opracowanie [15], powstałe w wyniku realizacji unijnego programu badawczego *ARCHES*, w którym uczestniczyły również polskie instytucje badawcze.

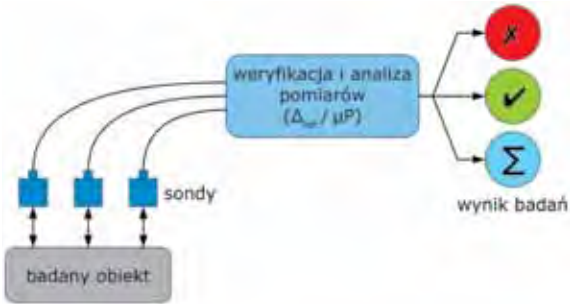
5. NOWOCZESNE NARZĘDZIA RZECZOZNAWCY MOSTOWEGO

W ciągu ostatnich kilkunastu lat narzędzia służące ekspertom mostowym do oceny konstrukcji zmieniły się w sposób zasadniczy. We wszystkich aspektach, uwzględnianych w profesjonalnych ekspertyzach technicznych (diagnostyka stanu, ocena bezpieczeństwa, trwałość użytkowa, itp.) zarówno sprzęt jak i stosowane techniki pomiarowe i obliczeniowe dają ekspertom olbrzymie możliwości do rzetelnej i wiarygodnej oceny konstrukcji mostowej. Krótki opis tych współczesnych możliwości, niepełny z uwagi na obszerność zagadnienia, zaprezentowano poniżej.

Diagnostyka stanu technicznego obiektu jest domeną badań nieniszczących. Badania nieniszczące (ang. *Non-Destructive Testing* – NDT) są to badania, które umożliwiają uzyskanie informacji o stanie, właściwościach i ewentualnych wadach badanej struktury czy materiału bez ingerowania w cechy użytkowe tego obiektu. W przeciwieństwie do tak zwanych badań niszczących, badania NDT oceniają stan obiektu bez fizycznej ingerencji w jego strukturę, przez co są pod względem eksploatacyjnym tańsze. Badania nieniszczące mają szerszy zakres zastosowań od badań niszczących. Główna i najważniejsza przewaga NDT to możliwość określania właściwości i uzyskiwania dokładnego opisu fizycznego danego materiału. Stosując odpowiednie algorytmy możliwe jest określenie właściwości termicznych, wytrzymałościowych, elektromagnetycznych materiału bez jego spalania, przegrzewania, łamania, gięcia, obciążania, czy niszczenia na skutek prób z wykorzystaniem prądu elektrycznego. Metody badań nieniszczących znajdują zatem zastosowanie w ekonomicznych procedurach oceny niezawodności oraz jakości konstrukcji budowlanych, w tym mostów. Ogólny schemat systemu badań nieniszczących przedstawiono na rys.3, a szerszy opis elementów systemu i ich funkcji można znaleźć w opracowaniu [16].

Istnieje wiele metod badań nieniszczących, wciąż powstają nowe lub stosuje się badania łączące dwie lub więcej metod. Do najczęściej stosowanych należą badania wizyjne, drganiowe, ultradźwiękowe, termograficzne, elektromagnetyczne (w tym najbardziej popularne wiroprądowe i magnetyczno-proszkowe), radiograficzne, bazujące na technologii laserowej oraz badania emisji akustycznej. Większość z tych metod ma zastosowanie w diagnostyce mostów. Więcej na temat wybranych metod badań, wraz z opisem sprzętu do ich aplikacji na konstrukcji, można znaleźć w pracy [17] lub na profesjonalnej stronie internetowej [18].

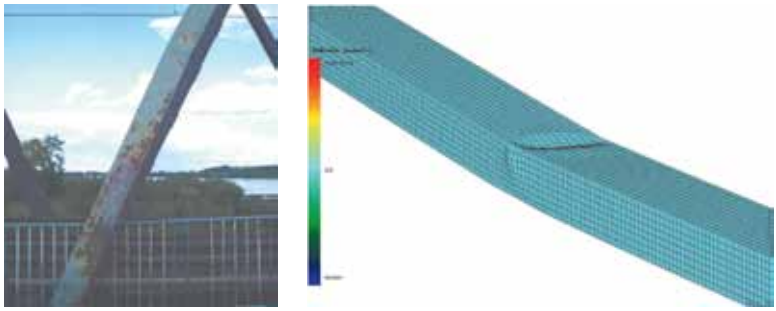
Bardzo istotnym narzędziem w ocenie bezpieczeństwa istniejących obiektów mostowych są współcześnie zaawansowane teoretycznie modele numeryczne, uwzględniające duże przemieszczenia i nieliniowość materiałową, wykorzystujące metodę elementów skończonych (MES) jako platformę prowadzenia skomplikowanych analiz obliczeniowych. Wydajność obliczeniowa MES oraz możliwości współczesnych komputerów umożliwiają ocenę wpływu prawie każdego uszkodzenia konstrukcji na jej nośność i bezpieczeństwo, a jednocześnie pozwalają na prognozowanie z dużą dokładnością wystąpienia uszkodzeń pod wpływem rzeczywistych obciążeń. Modele numeryczne konstrukcji dzięki uwzględnieniu rzeczywistych charakterystyk materiałowych (np. wyznaczonych z badań NDT) mogą bardzo wiernie opisywać zachowanie się konstrukcji, uwzględniając jednocześnie jej stan techniczny. Wyniki takich analiz pozwalają ekspertowi zarówno identyfikować przyczyny uszkodzeń, jak również prognozować ich wpływ na dalszą przydatność eksploatacyjną obiektu. Modele numeryczne MES, bazujące na wynikach badań materiałowych, rzetelnych danych o rzeczywistym obciążeniu, oraz walidowane na podstawie np. wyników próbnego obciążenia, są współcześnie potężnym narzędziem, służącym do podejmowania wiarygodnych decyzji w zakresie bezpieczeństwa obiektów mostowych.



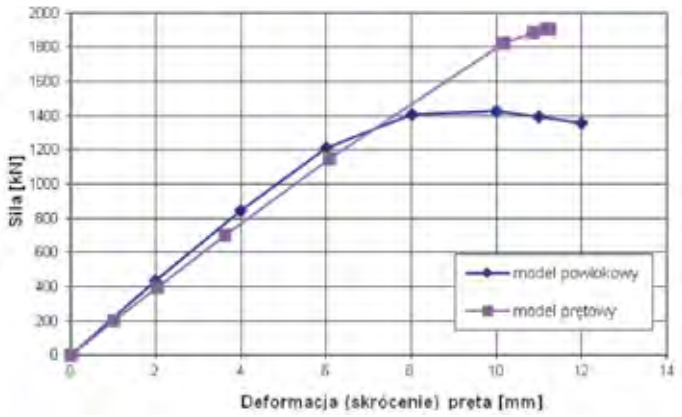
Rys. 3. Ogólny schemat systemu badań nieniszczących NDT [16]

Przykład doskonale obrazujący możliwości MES w ocenie stanu konstrukcji, i jednocześnie będący przykładem wspomagania eksperta w podejmowaniu kluczowych decyzji przedstawiono poniżej. Podczas modernizacji wspomnianego już w p. 2 mostu przez Wisłę w Nagnajowie konieczne było podjęcie decyzji co zrobić ze zdeformowanym (uszkodzonym mechanicznie) krzyżulcem – pozostawić w konstrukcji czy wymienić [19]. Pręt był ściskany, a więc jego deformacja groziła uratą stateczności i nośności. Wykonano prace analityczne, których celem było udzielenie jednoznacznych odpowiedzi na następujące pytania: (1) jaka jest maksymalna nośność uszkodzonego krzyżulca, (2) czy uszkodzony krzyżulec może być użytkowany w stanie zdeformowanym (bez naprawy) w modernizowanym obiekcie przy założonych obciążeniach projektowych oraz (3) czy jest uzasadniona technicznie naprawa uszkodzonego krzyżulca. W celu odpowiedzi na postawione pytania wykonano szczegółową inwentaryzację uszkodzonego krzyżulca, analizę jego nośności w stanie zdeformowanym oraz analizę redystrybucji sił w kratownicy na skutek uszkodzenia krzyżulca. Kluczowym elementem w ocenie nośności krzyżulca była analiza nośności granicznej uszkodzonego pręta z wprowadzonym stanem deformacji (analiza przyrostowo-iteracyjna MES).

Analizę wykonano za pomocą modelu numerycznego MES pręta (rys.4). Pręt dyskretyzowano stosując powłokowe, czterowęzłowe elementy skończone. W analizie MES założono model materiałowy sprężysto – plastyczny bez wzmocnienia, z granicą plastyczności na poziomie 360 MPa oraz uwzględniono nieliniowości geometryczne. Obciążenie modelu siłą osiową przyłożono w postaci wymuszenia kinematycznego, zadanego bezpośrednio na węzły modelu w strefie uszkodzenia. Znając stan deformacji (przemieszczeń) elementów skończonych pręta oraz zależność przemieszczeń od odkształceń, możliwe było określenie stanu odkształceń (naprężeń) w uszkodzonym pręcie.



Rys. 4. Uszkodzony krzyżulec oraz jego model numeryczny z wprowadzona deformacją



Rys.5. Wykresy nośności granicznej pręta uzyskane za pomocą dwóch modeli MES

W celu wyznaczenia nośności granicznej uszkodzonego pręta przeprowadzono dwie analizy, polegające na poszukiwaniu maksymalnej siły ściskającej, przenoszonej przez zdeformowany pręt. Zastosowano dwa modele pręta: opisany powyżej model powłokowy (rys.4) oraz model prętowy. W modelu prętowym uwzględniono jedynie deformację globalną pręta, natomiast w modelu powłokowym uwzględniono deformację globalną oraz lokalną, wynikającą z pomiarów inwentaryzacyjnych. W modelu prętowym poszukiwanie nośności granicznej przeprowadzono poprzez sterowanie siłą. W modelu powłokowym poszukiwanie nośności granicznej przeprowadzono poprzez sterowanie przemieszczeniem. Wyniki analizy nośności w postaci tzw. ścieżek krytycznych pokazano na rys. 5.

Maksymalna siła charakterystyczna, powodująca utratę stateczności pręta, wynosiła odpowiednio 1428 kN dla modelu powłokowego oraz 1907 kN dla modelu belkowego. Różnica wynika głównie z nie uwzględnienia w modelu belkowym niekorzystnych efektów niestateczności miejscowej. Biorąc jednak pod uwagę, że siła obliczeniowa w pręcie wynosi 1560 kN uznano, że uszkodzony krzyżulec nie jest w stanie jej bezpiecznie przenieść i podjęto decyzje o jego wymianie. Gdyby jednak oparto się tylko na uproszczonym (i standardowym) modelu prętowym, decyzja mogłaby być inna.

Współczesne techniki NDT oraz analizy numeryczne MES to dzisiaj podstawowe narzędzia do wykonania profesjonalnych i wiarygodnych ekspertyz mostowych. Wiedza, która jeszcze do niedawna była dostępna jedynie pracownikom wyższych uczelni i instytutów badawczych, jest dzisiaj dostępna większości ekspertów. Problemem pozostaje oczywiście zdolność właściwej interpretacji uzyskanych wyników badań i analiz, oraz sformułowanie na ich podstawie prawidłowych decyzji. Do tego nieodzowne jest jeszcze cały czas stosowne doświadczenie eksperta a także zastosowanie wielokryterialnych procedur wspomagających podejmowanie decyzji.

6. DALSZA PRZYDATNOŚĆ EKSPLOATACYJNA OBIEKTÓW MOSTOWYCH – KRYTERIA DECYZYJNE

Ocena dalszej przydatności eksploatacyjnej obiektu mostowego w kontekście jego nośności, bezpieczeństwa oraz trwałości to zazwyczaj podstawowe zadanie każdej ekspertyzy. Wszystkie omówione powyżej techniki, służące do realizacji tego podstawowego zadania, w tym m.in. oce-

na stanu technicznego, badania NDT, próbne obciążenie, analiza numeryczna, ocena trwałości użytkowej, dostarczają niezbędnych danych do oceny przydatności eksploatacyjnej mostu. Finał tej oceny to jedna z następujących decyzji:

a. obiekt jest bezpieczny i trwały, nie potrzebuje interwencji;
b. obiekt należy naprawić, zwiększając jego trwałość, bez konieczności podnoszenia nośności;
c. obiekt należy naprawić i wzmocnić, zwiększając jego trwałość i nośność;
d. obiekt należy przebudować (zmodernizować), wymieniając jego najsłabsze elementy na nowe, i remontując pozostałe elementy; zwiększamy tym samym zarówno trwałość jak i nośność mostu, a także jego parametry użytkowe (np. skrajnię poziomą lub pionową);
e. obiekt należy rozebrać, i zbudować nowy na jego miejsce.

Rzetelnie wykonana ekspertyza, oparta na wynikach opisanych badań i analiz pozwala zazwyczaj jednoznacznie wybrać jedną z powyższych opcji. Tym niemniej nawet doświadczeni eksperci miewają dylematy dotyczące decyzji typu: naprawiać czy wymieniać uszkodzony element lub jaką (z wielu dostępnych na rynku) technologię remontu/wzmocnienia i/lub modernizacji zalecić w konkretnym przypadku. Ponadto coraz częściej, w dobie zrównoważonego rozwoju, stawia się poszczególnym technologiom wymagania minimalizacji kosztów społecznych i obciążeń środowiskowych, generowanych przez wybrane rozwiązania i technologie w tzw. cyklu życia obiektu mostowego. Konieczność sprostania takim oczekiwaniom powoduje, że eksperci muszą sięgać po niestosowane przez nich do tej pory „miękkie" (nie techniczne) narzędzia z zakresu strategii podejmowania decyzji. Poniżej podano kilka praktycznych uwag oraz metod, którymi można się kierować przy podejmowaniu tych niełatwych decyzji.

Dylemat 1: Naprawiać czy wymieniać uszkodzony element

Opcja wymiany nie powinna być rozważana dopóki, dopóty nie zostanie przeanalizowana i ewentualnie wykluczona techniczna wykonalność naprawy i/lub wzmocnienia elementu. Jeżeli opcja naprawy i/lub wzmocnienia elementu jest uzasadniona ekonomicznie i spełnia inne kryteria techniczne, powinna być zawsze wybierana. Naprawa i/lub wzmocnienie elementu może znacząco redukować czas w stosunku do opcji wymiany. Przy wyborze opcji naprawy i/lub wzmocnienia konieczne jest uwzględnienie lokalnych zmian właściwości materiału w wyniku uszkodzenia. Uproszczona procedura decyzyjna zawiera 4 podstawowe kroki: (a) identyfikacja parametrów użytkowych, wymaganych dla obiektu mostowego, (b) ocena efektywności technicznej opcji naprawy i/lub wymiany, tj. ocena spełnienia przez te opcje wymaganych parametrów użytkowych, (c) analiza kosztów bezpośrednich poszczególnych opcji, tj. naprawy i wymiany oraz (d) podjęcie wstępnej decyzji. Gdy decyzja nie jest oczywista, konieczne są zazwyczaj dalsze, bardziej szczegółowe analizy. Wstępna decyzja jest podejmowana na podstawie porównania bezpośredniego kosztu naprawy i wymiany. Jeżeli koszt naprawy jest mniejszy od 30% kosztu wymiany i naprawiony most spełnia wymagane parametry użytkowe, należy wybrać opcję naprawy. Jeżeli koszt naprawy jest większy od 70% kosztu wymiany, należy wybrać opcję wymiany. W pozostałych przypadkach należy wykonać bardziej szczegółową analizę (np. *LCCA – life cycle costing analysis*). Jest wiele czynników wpływających na wybór opcji:

- zakres i poziom niedostosowania obiektu do wymaganych parametrów użytkowych;
- obecny i przewidywany poziom i struktura ruchu;
- czas ograniczeń w ruchu w przypadku wyboru poszczególnych opcji;
- ocena nośności oraz przydatności eksploatacyjnej konstrukcji;
- poziom bezpieczeństwa konstrukcji;
- prognoza trwałości istniejącej konstrukcji;

- ważność obiektu w sieci drogowej;
- uwarunkowania lokalne (odbiór społeczny, polityka samorządowa, dostępne środki finansowe, itp.);
- uwarunkowania środowiskowe i estetyczne.

Dylemat 2: Jak wybrać optymalną technologię remontu/wzmocnienia i/lub modernizacji

Przy właściwym planowaniu inwestycji związanej z remontem lub modernizacją istniejącego mostu jest konieczne stosowanie bardziej zaawansowanych metod wyboru, uwzględniających wpływ wielu różnych czynników na wybór ostatecznego rozwiązania. Jedną z takich metod jest analiza wielokryterialna w postaci matrycy rankingowej, pozwalająca na ocenę poszczególnych rozwiązań, uwzględniającą wpływ dużej grupy czynników oraz wag, przyznanych każdej z nich [20]. Przykład takiej analizy dla różnych technologii modernizacji pomostu istniejącego mostu drogowego przedstawiono poniżej.

W pierwszej kolejności dokonano wyboru kryteriów (czynników), które należy uwzględnić przy ocenie różnych rozwiązań konstrukcyjnych i technologii. Jeżeli chodzi o wybór optymalnego typu płyty pomostowej mostu drogowego to podstawowe czynniki, które powinny być brane pod uwagę, można zestawić w 5 głównych grup:

Grupa I. Efektywność wzmocnienia mostu:
I.1. Stopień odciążenia obiektu (tym większy, im mniejszy jest ciężar płyty pomostu);
I.2. Nośność i sztywność płyty pomostu;
I.3. Stopień zespolenia (współpracy) z dźwigarami głównymi;

Grupa II. Trwałość płyty pomostowej:
II.1. Trwałość materiału płyty (korozja, zmęczenie);
II.2. Trwałość rozwiązań konstrukcyjnych i wyposażenia (połączenia, izolacja, nawierzchnia, urządzenia dylatacyjne, odwodnienie);
II.3. Dostępność do badań i przeglądów;

Grupa III. Koszty administracji drogowej:
III.1. Bezpośredni koszt wytworzenia i wbudowania płyty;
III.2. Koszty utrzymania płyty podczas eksploatacji;
III.3. Koszt rozbiórki, utylizacji i/lub recyklingu;

Grupa IV. Koszty społeczne:
IV.1. Czas wykonania in-situ (długość zamknięcia mostu/jezdni);
IV.2. Łatwość adaptacji płyty do istniejącego układu mostu;
IV.3. Wpływ na środowisko (hałas, drgania, emisja substancji szkodliwych, itp.);

Grupa V. Dostępność technologii w Polsce:
V.1. Możliwość produkcji elementów płyty pomostu;
V.2. Doświadczenie budowy i utrzymania;
V.3. Doświadczenie projektowania (zgodność z PN).

Każdej z wymienionych powyżej grup (kryteriów) należy przypisać wagę, tj. stopień ważności danego kryterium przy ocenie porównywanych rozwiązań i technologii. Wagę 1 przypisuje się kryterium najmniej istotnemu, wagę 15 (w tym przypadku, gdyż jest 15 szczegółowych kryteriów) – czynnikowi uznanemu za najważniejszy. Dobór poszczególnych wag zależy zazwyczaj od doświadczenia i profesjonalizmu oceniającego oraz od warunków szczególnych, związanych z modernizowanym obiektem. Odpowiedni dobór wag pozwala także na przyjęcie stosownego punktu ciężkości prowadzonej analizy. Np. gdy dla dokonującego wyboru (np. inwestora) bardziej istotne

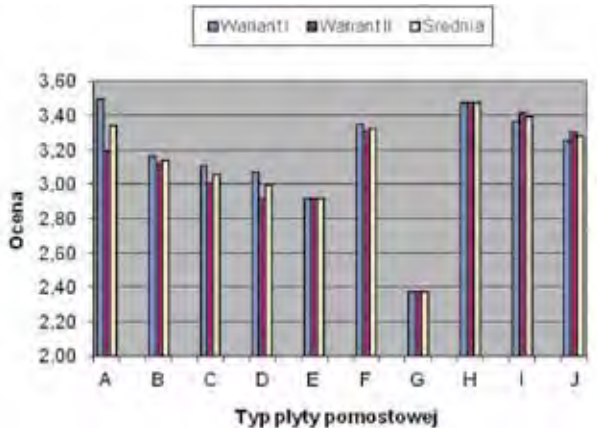
są aspekty techniczne rozwiązania, wielkość wag może być przyjęta od najwyższej dla grupy I, kolejno dla grup II,III,IV, do najniższej dla grupy V (wariant W-I analizy). Natomiast gdy bardziej istotne są aspekty ekonomiczne to wielkość wag będzie najwyższa dla grupy III, następnie IV a potem kolejno I,II i V (wariant W-II analizy). Średnia arytmetyczna ocen uzyskanych dla obu wariantów (W-I i W-II) może być przyjęta jako ostateczna ocena efektywności danego rozwiązania.

Kolejnym krokiem analizy jest ocena spełnienia poszczególnych kryteriów przez dane rozwiązanie konstrukcyjne (technologię), w tym przypadku rodzaj technologii modernizacji płyty pomostu. Ocena polega na przypisaniu każdej technologii stopnia spełnienia danego kryterium zakładając, że 1 to ocena najniższa (rozwiązanie nie spełnia, lub bardzo słabo spełnia dane kryterium), a 5 to ocena najwyższa (rozwiązanie doskonale spełnia dane kryterium). Ocena poszczególnych rozwiązań bazuje także na doświadczeniu oceniającego oraz na informacjach od producentów systemu, od innych administratorów, na wykonanych obliczeniach, publikacjach technicznych, itp. Po wystawieniu ocen spełnienia przez dane rozwiązanie poszczególnych kryteriów, mnoży się je przez wagę przyjętą dla danego kryterium, a wyniki mnożenia sumuje się dla każdego z ocenianych rozwiązań. Suma dla danego rozwiązania podzielona przez sumę wag kryteriów daje ostateczną ocenę końcową (rankingową) danego rozwiązania.

Analizę wielokryterialną w postaci matrycy rankingowej wykonano dla następujących rodzajów płyt pomostowych mostów drogowych, stosowanych najczęściej podczas modernizacji i/lub wymiany [21]:

A. Płyta żelbetowa, monolityczna (jako poziom odniesienia);
B. Panele prefabrykowane, żelbetowe;
C. Panele prefabrykowane, sprężone;
D. Panele prefabrykowane z betonu lekkiego, sprężone;
E. Panele zespolone typu exodermic;
F. Panele stalowe, ortotropowe;
G. Panele z drewna klejonego (glulam);
H. Panele aluminiowe z profili wyciskanych;
I. Panele kompozytowe FRP typu sandwich;
J. Panele kompozytowe FRP z kształtowników.

Wyniki analizy pokazano zbiorczo na rys.6.



Rys. 6. Końcowa ważona ocena rankingowa dla różnych typów płyt pomostowych

Pierwszy, techniczny wariant analizy (W-I) wykazał, że wykonywana na mokro, monolityczna płyta żelbetowa w dalszym ciągu jest podstawowym i najlepszym technicznie rozwiązaniem dla modernizowanych obiektów mostowych. Decydujący wpływ na ten, zdawałoby się dość nieoczekiwany wynik, ma jednak bardzo duża sztywność płyty pomostu oraz maksymalnie możliwy i pewny stopień zespolenia płyty z dźwigarami, co znacząco wpływa na nośność całego obiektu. Pomimo stosunkowo niskiej trwałości samego materiału, trwałość elementów wyposażenia oraz dostępność do badań i przeglądów, co jest wynikiem powszechnego stosowania płyt żelbetowych, także wpływają korzystnie na miejsce płyty żelbetowej w rankingu technicznym. W końcu nie bez znaczenia są także niski koszt wytworzenia oraz dostępność tej technologii. Jednakże tuż za monolityczną płytą żelbetową uplasowały się w rankingu dwa najbardziej zaawansowane technologicznie rodzaje płyt pomostowych, tj. panel aluminiowy i kompozytowy FRP. Ich podstawowymi atutami mającymi wpływ na pozycję w rankingu są głównie lekkość, trwałość materiału panelu pomostu oraz związany z nią niski koszt utrzymania. Ponieważ różnica w rankingu pomiędzy tradycyjną płytą żelbetową oraz rozwiązaniami nowoczesnymi jest niewielka, wydaje się, że w dość krótkim czasie kolejność w rankingu może ulec zmianie. Konieczne jest jednak zwiększenie dostępności obu nowych technologii w Polsce przez upowszechnienie metod projektowania i podjęcie produkcji elementów paneli pomostów. Bliżej spełnienia tych dwóch warunków są konstrukcje aluminiowe niż kompozytowe.

Drugi, ekonomiczny wariant analizy (W-II) potwierdził wysoką pozycję w rankingu nowoczesnych pomostów lekkich. Zadecydowały o tym głównie niskie koszty utrzymania oraz niewielkie koszty społeczne, związane z zastosowaniem tych technologii na obiekcie. W przeciwieństwie do monolitycznej płyty żelbetowej lekkie panele aluminiowe lub kompozytowe można wbudować bardzo szybko, bez konieczności zamykania mostu, urządzania kosztownego objazdu i/lub stosowania innych ograniczeń eksploatacyjnych. Nie bez znaczenia w analizie są także: możliwość wzmocnienia (odciążenia) mostu oraz trwałość materiału pomostu. Analiza dla wariantu II potwierdziła, że pomimo dość wysokich bezpośrednich kosztów wytworzenia i wbudowania, nowoczesne pomosty lekkie są poważną alternatywą ekonomiczną dla rozwiązań tradycyjnych. Konieczne jest jednak uwzględnienie w procedurze decyzyjnej wszystkich kosztów, związanych ze stosowaniem danej technologii.

Średnia z ocen dla obu wariantów (rys.6) dotyczy przypadku, gdy dokonujący porównania na równi stawia czynniki techniczne i ekonomiczne, nie dając żadnemu z nich preferencji przy wyborze rodzaju płyty pomostu. Najwyższą ocenę średnią uzyskały ponownie rozwiązania zaawansowane technologicznie, tj. panel aluminiowy i kompozytowy. Bezpośrednio za nimi, z niewielką różnicą około 5%, znalazły się rozwiązania najbardziej tradycyjne: żelbetowa płyta monolityczna i stalowy pomost ortotropowy. A więc jak widać, biorąc pod uwagę koszty w okresie całego życia technicznego mostu, już dzisiaj można przekonywująco uzasadnić racjonalność stosowania lekkich płyt pomostowych, wykonanych z nowoczesnych i zaawansowanych technologicznie materiałów.

Dylemat 3: Jak wybrać technologię remontu/wzmocnienia i/lub modernizacji, minimalizując koszty społeczne i obciążenia środowiskowe

Nowoczesnym narzędziem podejmowania decyzji, którego znaczenie zdaniem autorów będzie rosło wraz z sukcesywnym wdrażaniem zasad zrównoważonego rozwoju w polskim mostownictwie, są analizy ekonomicznie, środowiskowe i społeczne, prowadzone dla całego cyklu życia obiektu mostowego (*life cycle*). Wśród nich w Polsce najistotniejsze znaczenie ma pierwsza z nich – analiza ekonomiczna. Dla każdej administracji drogowej mosty to inwestycja

długoterminowa, która w cyklu życia technicznego wymaga zarówno bieżącego utrzymania, jak i okresowych napraw, modernizacji lub wymiany poszczególnych elementów. Dlatego każdy most wymaga nakładów finansowych dla pokrycia kosztów szeregu działań utrzymaniowych, planowanych w jego cyklu życia. Analiza ekonomiczna inwestycji mostowej musi zatem uwzględniać przyszłe wydatki, związane z utrzymaniem mostu oraz jego rozbiórką. Podejmowanie decyzji o wyborze wariantu jedynie na podstawie kosztów budowy (remontu) może prowadzić bowiem do dużych strat finansowych, zarówno inwestora jak również użytkowników mostu. Aby tych strat uniknąć, przed wyborem ostatecznego wariantu wskazane (a czasami konieczne) będzie zatem przeprowadzanie analizy kosztów ponoszonych w cyklu życia (*LCC*).

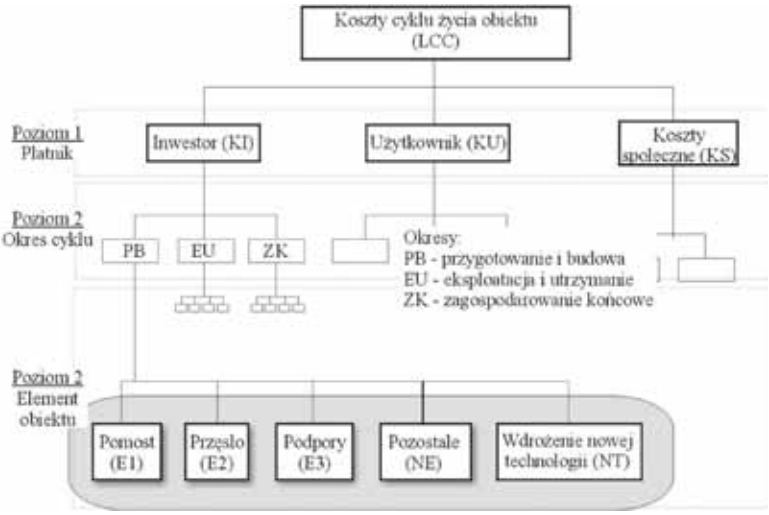
Analiza *LCCA* może być różnorodnie wykorzystywana w procesie podejmowania decyzji w dziedzinie infrastruktury mostowej. Jednym z głównych sposobów wykorzystania *LCCA* jest ustalenie najbardziej efektywnego ekonomicznie wariantu przy budowie nowego obiektu. Drugim z typowych zastosowań jest opracowanie najkorzystniejszej ekonomicznie strategii utrzymaniowej, dzięki możliwości oszacowania i porównania kosztów różnych działań podejmowanych w przyszłości – w cyklu życia obiektu. Jedną z kluczowych funkcji każdej analizy *LCCA* jest ocena niepewności, niezawodności i ryzyka w przyjmowaniu podstawowych parametrów wejściowych analizy. Pomimo, że czyni to analizę bardziej złożoną, pozwala jej wykonawcy na bardziej realistyczną ocenę porównywanych rozwiązań i strategii przez uwzględnienie w analizie np. zmienności kosztów lub czasu wykonania poszczególnych działań. W końcu jednym z fundamentalnych zastosowań *LCCA* jest ocena nowych materiałów i rozwiązań konstrukcyjnych. Te materiały i rozwiązania są zazwyczaj znacznie droższe przy bezpośrednim wbudowaniu i nie mogą konkurować z rozwiązaniami tradycyjnymi. Jednakże oszczędności w całym cyklu życia, uzyskane dzięki ich wdrożeniu, mogą wielokrotnie przewyższyć różnicę w kosztach wbudowania. Tylko analiza typu *LCCA* może to wykazać. Z drugiej strony nowe materiały mają zazwyczaj krótką historię stosowania i dlatego brakuje jeszcze rzetelnych danych, charakteryzujących ich zachowania w przyszłości. W analizie *LCCA* można uwzględnić ten problem, przyjmując odpowiednio wysoko poziom niepewności, związany z zastosowaniem nowego materiału.

Główne etapy typowej analizy *LCCA* projektów infrastrukturalnych są następujące [22]:

- zdefiniowanie różnych wariantów technicznych dla obiektu;
- zdefiniowanie głównych parametrów ekonomicznych: okresu analizy (cyklu życia), stopy dyskontowej, wskaźnika inflacji;
- ustalenie terminów i zakresu głównych działań w cyklu życia obiektu (tzw. strategia utrzymaniowa),
- oszacowanie kosztów generowanych przez poszczególne działania w cyklu życia obiektu;
- obliczenie kosztów całkowitych w cyklu życia obiektu;
- wybór rodzaju analizy LCCA: deterministycznej lub probabilistycznej;
- analiza wrażliwości dla uzyskanego wyniku;
- analiza wyników końcowych i wnioski.

W USA opracowano metodykę przeprowadzania analizy LCCA dla obiektów mostowych, dostosowaną do oceny kosztów cyklu życia zgodnie z amerykańskim standardem w dziedzinie LCCA dla materiałów i konstrukcji budowlanych [23] i zawiera specjalny system klasyfikacji kosztów, pozwalający na łatwe porównanie kosztów cyklu życia dla poszczególnych wariantów remontu/wzmocnienia i/lub modernizacji. Koszt cyklu życia każdego z wariantów jest obliczany jako suma kosztów poszczególnych elementów, zdyskontowanych do wartości bieżącej w roku bazowym. Na rys.7 pokazano klasyfikację kosztów indywidualnego projektu. Koszt całkowity

LCC podzielony jest w pierwszej kolejności w zależności od płatnika: inwestor (KI), użytkownik (KU), tzw. „trzecia strona" czyli koszty społeczne lub środowiskowe (KS). Następnie każda grupa kosztów pierwszego poziomu podzielona jest na kolejne trzy podgrupy kosztów drugiego poziomu, reprezentujące trzy główne okresy w cyklu życia obiektu: przygotowanie i budowa (PB), eksploatacja i utrzymanie (EU), zagospodarowanie końcowe (ZK). Ostatni, trzeci poziom to podział kosztów każdej z podgrup czasowych na koszty generowane przez poszczególne elementy obiektu (E-1, E-2, itd.), koszty nie związane bezpośrednio z żadnym z elementów (NE) oraz koszty wdrożenia nowego materiału/technologii (NT). Koszty związane z elementami obiektu rozdziela się zazwyczaj na: podpory, dźwigary główne i pomost. Koszt nie związane z elementami obiektu to np. koszty tymczasowej organizacji ruchu. Koszty wdrożenia nowego materiału/technologii zawierają koszty badań materiałowych, badań w skali naturalnej, badań nieniszczących, konsultingu przy projektowaniu i wdrożeniu, badań prototypu, monitoringu po wdrożeniu prototypu, itp. Wydzielenie tych kosztów osobno pozwala na ocenę bezpośrednich i długoterminowych kosztów cyklu życia, związanych z wdrożeniem nowego materiału. Przedstawiona powyżej metodologia LCCA została zautomatyzowana za pomocą oprogramowania komputerowego, pozwalającego na łatwe i szybkie przeprowadzanie deterministycznej i probabilistycznej analizy LCCA obiektów mostowych. Przykład wykorzystania tej metodologii w ocenie różnych wariantów modernizacji mostu przedstawiono w pracy [24].



Rys.7. Klasyfikacja kosztów cyklu życia projektu mostowego

Przedstawione powyżej niektóre kryteria i współczesne metody podejmowania decyzji w zakresie problematyki, która jest przedmiotem większości ekspertyz mostowych pokazują, że tradycyjne procedury, przedstawione w książce J.Łempickiego (rys.1), aczkolwiek nadal w większości pozostające w mocy, nie wystarczają już w niektórych przypadkach do podjęcia kompleksowej decyzji o dalszej przydatności eksploatacyjnej obiektu mostowego. Rosnące wymagania administratorów starzejącej się infrastruktury mostowej, stały brak wystarczających środków na jej utrzymanie, a także pojawiające się wraz z rozwojem technologicznym nowe materiały, metody i strategie utrzymaniowe powodują, że warsztat pracy współczesnego

eksperta mostowego stale się poszerza. Prawdziwym wyzwaniem przyszłości będzie konieczność stosowania „miękkich" metod podejmowania decyzji (matryce rankingowe, analizy LCCA, itp.), co zmusi twardo chodzących po ziemi inżynierów – mostowców do ustawicznego kształcenia się w nieznanych im dotychczas obszarach zarzadzania. I właśnie ta konieczność – a nie aspekty techniczne – wydaje się największym wyzwaniem dla wykonawców przyszłych ekspertyz mostowych.

7. PODSUMOWANIE

Współczesna praktyka w sporządzaniu ekspertyz mostowych oraz nowe wyzwania jakie stoją przed ich twórcami są przedmiotem niniejszego opracowania. Wśród współczesnych technik, stosowanych przy sporzadzaniu ekspertyz mostowych, przedstawiono w nim m.in. zasady ustalania nośności i bezpieczeństwa konstrukcji z wykorzystaniem próbnych obciążeń mostów, badań materiałowych NDT i zaawansowanych analiz numerycznych. Wskazano także na znaczenie stałego monitoringu konstrukcji, który coraz częściej jest stosowany zarówno dla konstrukcji nowych, jak również istniejących. Do nowych wyzwań, stojących już dzisiaj przez twórcami ekspertyz mostowych należą bez wątpienia techniki wyznaczania wiarygodnej trwałości użytkowej mostu, a także metody wspomagajace podejmowanie decyzji w zakresie dalszej przydatności eksploatacyjnej obiektów mostowych. Opisane w opracowaniu przykłady zastosowania tych nowych narzędzi współczesnego eksperta mostowego wskazują na korzyści jakie ich stosowanie może przynieść administratorom obiektów mostowych, korzystającym coraz częściej z wiedzy ekspertów. Jednym z ważniejszych wniosków o znaczeniu ogólnym jest to, że zadania ekspertów są obecnie szersze niż dawniej i że musza oni dysponować innym, nowym zasobem wiedzy, obejmujacym większy krąg zagadnień i to nie tylko ściśle technicznych.

Literatura

[1] Łempicki J.: *Ekspertyzy konstrukcji budowlanych.* Wydawnictwo „Arkady", Warszawa 1972.

[2] Radomski W.: *Ogólne zasady postępowania przy opracowywaniu ekspertyz budowlanych.* Materiały z XI Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego", Warszawa Miedzeszyn, Instytut Techniki Budowlanej, 2010.

[3] *Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich.* Załącznik do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia7 lipca 2005 roku, Warszawa 2005.

[4] Łagoda M., Łagoda G.: *Monitoring stanu technicznego konstrukcji (SHM) w zastosowaniu do obiektów infrastruktury komunikacyjnej.* Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej: Budownictwo i Inżynieria Środowiska / Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, nr 59 (3-I), vol. 283, 2012.

[5] Czudek H., Pietraszek T.: *Trwałość stalowych konstrukcji mostowych przy obciążeniach zmiennych.* WKŁ, Warszawa, 1980.

[6] Rymsza J.: *Trwałość i model degradacji obiektu mostowego.* Inżynieria i Budownictwo, nr 10/1995.

[7] Czudek H., Wysokowski A.: *Trwałość mostów drogowych.* WKŁ, Warszawa, 2005.

[8] Alkhafaji T., Wróbel M., Zobel H.: *Określanie trwałości mostów drogowych.* Mosty, 2/2007.

[9] Kulpa M., Siwowski T.: *Ocena trwałości zmęczeniowej kratownicowego mostu stalowego po awarii.* Materiały z XXVI Konferencji Naukowo – Technicznej pn.: „Awarie Budowlane 2013 – Zapobieganie – Diagnostyka – Naprawy – Rekonstrukcje". Szczecin - Międzyzdroje, 2013.

[10] Kühn B.: *Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life.* JRC Scientific and Technical Report No.43401. European Commission, Joint Research Centre, Luxembourg, 2008.

[11] Ryżyński A.: *Badania konstrukcji mostowych.* Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1983.

[12] Bień J.: *Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych.* Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2010.

[13] Wisniewski D.F., Casas J.R., Ghosn M.: *Codes for safety assessment of existing bridges – current state and further development.* Structural Engineering International, Nr 4, 2012.

[14] Bień J., Krzyżanowski J., Rawa P., Zwolski J.: *Dynamic load tests in bridge management.* Archives of Civil and Mechanical Engineering, No. 2/2004.

[15] ARCHES-D16. *Recommendation on the use of soft, diagnostic and proof load testing.* Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures. VI FP, Brussels, 2009.

[16] EC Systems Sp. z o.o. *Badania nieniszczące. Diagnostyka w nowoczesnym wydaniu.* Kraków, 2012.

[17] Mix P.E.: *Introduction to Nondestructive Testing. A Training Guide.* Willey - Interscience, New Jersey, 2005.

[18] www.ndt.net

[19] Siwowski T., Żółtowski P.: *Ocena nośności i wymiana uszkodzonych krzyżulców kratowego mostu drogowego.* Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, Nr 4, 2008.

[20] Bettigole N., Robison R.: *Bridge decks. Design, construction, rehabilitation, replacement.* American Society of Civil Engineers, ASCE Press, New York, 1997.

[21] Siwowski T.: *Pomosty drogowe.* Część I – Magazyn Autostrady, nr 10/2006, wydanie specjalne – jesień 2006, pn.: Mosty – konstrukcja, wyposażenie, utrzymanie, część II - Magazyn Autostrady, nr 11/2006.

[22] Ozbay K., Parker N.A., Jawad D., Hussain S.: *Guidelines for life-cycle cost analysis.* Final Report No. FHWA-NJ-2003-012, New Jersey Department of Transportation, Trenton, NJ, USA, 2003.

[23] ASTM Standard E 917-2. *Standard practice for measuring life cycle cost of buildings and building system.* American Society of Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA, 2002.

[24] Siwowski T.: *Propozycja zastosowania zasad zrównoważonego rozwoju w modernizacji mostu.* Drogi i Mosty, Nr 3/2008, s.55-91.

BRIDGE EXPERTISES – PRACTICE AND CHALANGES

Leszek RAFALSKI[1]
Janusz RYMSZA[2]

EKSPERTYZY W OBSZARZE INFRASTRUKTURY DROGOWEJ

STRESZCZENIE

W latach 2009-2013 w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów wykonano 68 ekspertyz dotyczących infrastruktury drogowej. Na potrzeby artykułu ekspertyzy podzielono na grupy, biorąc pod uwagę obszar tematyczny i jednostkę zlecającą. Opisano ekspertyzy, które dotyczą, zdaniem autorów, najistotniejszych obecnie problemów w budownictwie komunikacyjnym: pierwszy - to często występująca zbyt mała mrozoodporność betonu konstrukcyjnego w wybudowanych obiektach mostowych, a drugi – to częste powstawanie pęcherzy pod hydroizolacją na obiektach.

SŁOWA KLUCZOWE: infrastruktura drogowa, mrozoodporność betonu, pęcherze pod hydroizolacją

1. PRZEDMIOT, CELE I ZAKRES OPRACOWANIA

1.1. Informacje ogólne

Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie jest jednostką naukową, instytutem badawczym nadzorowanym przez ministra właściwego do spraw transportu – obecnie ministrem tym jest Minister Infrastruktury i Rozwoju. Instytut od wielu lat zajmuje się przede wszystkim problematyką związaną z infrastrukturą drogową. W latach 2009–2013 w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów wykonano 68 prac, w tytule których występowało słowo „ekspertyza".

[1] prof. dr hab. inż., Leszek Rafalski, lrafalski@ibdim.edu.pl – Instytut Badawczy Dróg i Mostów
[2] dr hab. inż. prof. IBDiM, Janusz Rymsza, jrymsza@ibdim.edu.pl – Instytut Badawczy Dróg i Mostów

Brzmienie tytułu pracy było uzgadniane ze zleceniodawcą, a często wręcz przez niego narzucane. Tak więc można przypuszczać, że w tych wypadkach zależało zleceniodawcy na ekspertyzie, a nie na opinii.

Ekspertyzy wykonane w pięcioletnim okresie podzielono na grupy, biorąc pod uwagę obszar tematyczny i jednostkę zlecającą. Przy podawaniu nazwy jednostki zlecającej zastosowano następujące nazewnictwo:

- organ drogowej administracji rządowej nazwano jednostką rządową,
- jednostkę drogowego samorządu terytorialnego lub jednostkę powołaną przez taki samorząd nazwano jednostką samorządową,
- spółkę wykonującą roboty budowlane nazwano jednostką wykonawczą,
- spółkę wykonującą roboty projektowe nazwano jednostką projektową.

Natomiast należy jednoznacznie stwierdzić, że w opisywanym okresie w Instytucie wykonano zdecydowanie więcej prac, które nazwano opiniami. Te prace, mimo że często miały zakres porównywalny z zakresem ekspertyzy, ze względu na nazewnictwo nie zostały ujęte w niniejszym artykule.

Przeanalizowano ekspertyzy z następujących obszarów:

- podłoże gruntowe i podbudowa,
- górne warstwy konstrukcji drogi,
- konstrukcje obiektów inżynierskich i ich wyposażenie.

Ponadto w artykule opisano szczegółowo ekspertyzy, które dotyczą, zdaniem autorów, najistotniejszych obecnie problemów w budownictwie infrastruktury drogowej: zbyt małej mrozoodporności betonu konstrukcyjnego w wybudowanych obiektach mostowych i powstawania pęcherzy pod hydroizolacją na obiektach.

1.2. Ekspertyzy dotyczące podłoża gruntowego i podbudowy

Wykonano 16 ekspertyz dotyczących podłoża gruntowego i podbudowy:

- 14 ekspertyz było związanych ze wzmacnianiem podłoża gruntowego, przy czym 11 dotyczyło posadowienia obiektów inżynierskich: mostów (5), stacji metra (3), przepustów stalowych (2) i wiaduktów (1). Pozostałe ekspertyzy (3) dotyczyły wzmacniania podłoża gruntowego pod jezdnią. Najczęściej zalecaną metodą wzmacniania podłoża gruntowego była metoda z zastosowaniem kolumn betonowych CMC. Zlecającymi ekspertyzy były jednostki samorządowe (7), jednostka rządowa (3), jednostki wykonawcze (3) i jednostka projektowa (1).
- 2. ekspertyzy dotyczyły podbudowy asfaltowej. Ekspertyzy zostały zlecone przez jednostki wykonawcze.

1.3. Ekspertyzy dotyczące górnych warstw konstrukcji drogi

Wykonano 21 ekspertyz dotyczących górnych warstw konstrukcji drogi:

- 13 ekspertyz było związanych z uszkodzeniami nawierzchni asfaltowej. Takimi uszkodzeniami były m.in.: spękania, szczeliny, koleiny lub plamy. Zlecającymi ekspertyzy były jednostki samorządowe (7) i jednostki wykonawcze (6).
- 6 ekspertyz było związanych z nośnością konstrukcji drogowej, w tym nawierzchni dróg samochodowych (4) i nawierzchni dróg startowych na lotnisku (2). Zlecającymi ekspertyzy były jednostki wykonawcze (4) i jednostki samorządowe (2).

- 1. ekspertyza dotyczyła odpadania poziomego oznakowania grubowarstwowego na nawierzchni betonowej. Ekspertyza została zlecona przez jednostkę wykonawczą.
- 1. ekspertyza dotyczyła odzysku asfaltu z mieszanki mineralno-asfaltowej. Ekspertyza została zlecona przez jednostkę wykonawczą.

1.4. Ekspertyzy dotyczące konstrukcji obiektów inżynierskich i ich wyposażenia

Wykonano 31 ekspertyz dotyczących konstrukcji obiektów inżynierskich i ich wyposażenia:

- 10 ekspertyz dotyczyło stanu technicznego konstrukcji obiektów mostowych. Zlecającymi ekspertyzy były jednostki wykonawcze (6), jednostki samorządowe (3) i jednostka rządowa (1).
- 7 ekspertyz dotyczyło powstawania pęcherzy pod izolacją na obiektach mostowych. Zlecającymi ekspertyzy były jednostki wykonawcze (6) i jednostka rządowa (1).
- 3 ekspertyzy dotyczyły zabezpieczenia antykorozyjnego elementów obiektów mostowych, w tym 1. dotyczyła ekranów przeciwhałasowych. Zlecającymi ekspertyzy były jednostki: rządowa (1), samorządowa (1) i wykonawcza (1).
- 2. ekspertyzy dotyczyły projektu konstrukcji mostowej. Ekspertyzy zostały zlecone przez jednostkę samorządową (1) i wykonawczą (1).
- 2. ekspertyzy dotyczyły jakości betonu użytego do budowy obiektów mostowych. Ekspertyzy zostały zlecone przez jednostki wykonawcze.
- 2. ekspertyzy dotyczyły łożysk w obiektach mostowych. Ekspertyzy zostały zlecone przez jednostki wykonawcze.
- 2. ekspertyzy dotyczyły uszkodzeń nawierzchni na obiektach mostowych. Ekspertyzy zostały zlecona przez jednostkę rządową (1) i jednostkę samorządową (1).
- 2. ekspertyzy dotyczyły żelbetowej konstrukcji schodów na stadionie. Ekspertyzy zostały zlecone przez jednostkę samorządową (1) i wykonawczą (1).
- 1. ekspertyza dotyczyła dostosowania kładki do potrzeb osób niepełnosprawnych. Ekspertyza została zlecona przez jednostkę samorządową.

1.5. Podsumowanie problematyki poruszanej w ekspertyzach

Wykonane w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów w latach 2009-2013 ekspertyzy:

- dotyczyły zarówno obiektów mostowych, jak i dróg, z przewagą ekspertyz dotyczących obiektów mostowych;
- dotyczyły przede wszystkim drogowych obiektów mostowych; liczba ekspertyz dotyczących obiektów kolejowych była niewielka (3 ekspertyzy);
- były zlecane przede wszystkim przez jednostki samorządowe i firmy wykonawcze; liczba ekspertyz zlecanych przez jednostkę rządową była czterokrotnie mniejsza niż przez jednostki samorządowe.

Wydaje się, że w następnych latach będzie się utrzymywała tendencja wykonywania ekspertyz na rzecz jednostek samorządowych i firm wykonawczych. Wynika to z potrzeby akceptacji przez te jednostki przyjętych rozwiązań technicznych albo proponowanych zamian przy realizacji inwestycji drogowych lub mostowych. W takich wypadkach, w sprawach dyskusyjnych, obie strony procesu inwestycyjnego – Inwestor i Wykonawca – będą posiłkowały się ekspertyzami. Natomiast trudno przewidzieć czy organ administracji rządowej zajmujący się drogami będzie w większym stopniu dopuszczał opinie z zewnątrz. Dotychczas organ ten rzadko miał

wątpliwości co do poprawności przyjętych rozwiązań technicznych na realizowanych przez siebie inwestycjach.

Stąd niewielka liczba zleconych ekspertyz (i duża liczba różnorakich problemów technicznych, które były i są rozwiązywane w zdecydowanej większości na gruncie prawnym). Stan wątpliwości jest z pewnością mało komfortowy, ale stan pewności, którego podstawą jest założenie niezmienności w technice, nie gwarantuje poprawnego prowadzenia inwestycji.

Przy często nowelizowanych normach europejskich i zmieniających się wymaganiach dotyczących wyrobów budowlanych, koszt ekspertyz jest znikomy w stosunku do kosztu np. realizacji niepoprawnego projektu lub stosowania nieskutecznej technologii.

Ponadto w następnych latach powinna pojawić się silna tendencja wzrostowa w odniesieniu do potrzeby wykonywania ekspertyz w obszarze kolejowym. Przeznaczenie dużych europejskich środków finansowych na modernizację linii kolejowych w Polsce powinno spowodować potrzebę akceptacji przyjętych rozwiązań technicznych w tym obszarze.

2. EKSPERTYZA DOTYCZĄCA MROZOODPORNOŚCI BETONU W OBIEKTACH MOSTOWYCH

2.1. Cel wykonania ekspertyzy

Badając beton w elementach konstrukcyjnych kilku obiektów mostowych stwierdzono jego zbyt małą mrozoodporność. Spadki wytrzymałości betonu na ściskanie, po wykonaniu 150 cykli zamrażania i odmrażania, zawierały się w granicach od 21,6 do 35,9%. Wartość dopuszczalnego spadku wytrzymałości wynosi 20%. Ekspertyza dotyczyła przyczyn zbyt małej mrozoodporności betonu konstrukcyjnego w obiektach mostowych.

Ekspertyza została opracowana w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów, we współpracy z innymi jednostkami naukowymi, a została zlecona przez jednostkę wykonawczą.

2.2. Badania chemiczne betonu

Wykonano badania chemiczne betonu na próbkach pobranych z obiektów mostowych. Badania obejmowały oznaczenie: całkowitej zawartości alkaliów (Na_2O_{eqv}), w tym alkaliów rozpuszczalnych w wodzie ($Na_2O_{eqv\ rozpuszczalne}$), siarczanów ($SO_3$) oraz chlorków ($Cl_{rozpuszczalne}$).

W badanym betonie zawartość siarczanów odniesiona do masy cementu wynosiła od 2,8 do 3,5%. Według normy dotyczącej cementu PN-EN 197-1 [1] zawartość siarczanów powinna być nie większa niż 3,5%. Zawartość chlorków w betonie wyniosła od 0,013 do 0,052%. Norma dotycząca betonu PN-EN 206-1 [2] wymaga, aby zawartość chlorków odniesiona do masy cementu była nie większa niż 0,10%.

Norma PN-EN 197-1 [1] dotycząca cementu nie stawia wymagania w zakresie całkowitej zawartości alkaliów w cemencie. Jednak z uwagi na to, że właściwości agresywne mogące wywołać alkaliczne reakcje w betonie mają tylko alkalia rozpuszczalne w wodzie ($Na_2O_{eqv\ rozpuszczalne}$), w normie podano warunek, że zawartość alkaliów rozpuszczalnych w wodzie odniesiona do masy cementu, powinna być nie większa niż 0,60%. W betonie zawartość alkaliów rozpuszczalnych, pochodzących z cementu i domieszek do betonu, wyniosła od 0,31 do 0,46%. Pozostałe alkalia oznaczone w czasie badania, to związane chemicznie w kruszywie: tlenek sodu (Na_2O) i tlenek potasu (K_2O). Z uwagi na to, że tlenki związane w kruszywie nie wywołują reakcji niszczącej strukturę betonu, alkalia te są dla betonu nieszkodliwe.

Tak więc badany beton spełniał wymagania normowe dotyczące zawartości alkaliów, siarczanów i chlorków w betonie. Wykonane badania wykluczyły negatywny wpływ tych czynników na zmniejszenie mrozoodporności betonu.

2.3. Badanie zawartości cementu i popiołu w betonie

Na próbkach pobranych z obiektów mostowych wykonano badania zawartości cementu i popiołu lotnego w betonie. Oznaczając zawartość popiołu lotnego krzemionkowego zbadano zawartość domieszek węgla, które wchodzą w skład popiołu. Niespalonego węgla nie zidentyfikowano ani w badanym betonie, ani w częściach nierozpuszczalnych. Brak niespalonego węgla wyklucza istnienie popiołu lotnego w betonie. Ponadto pozwala na stwierdzenie, że kruszywo jest krzemionkowe i nie zawiera minerałów węglanowych.

Oznaczenie zawartości cementu w mieszance betonowej wykonano zgodnie z Instrukcją ITB [3]. Otrzymany wynik badania zawartości cementu w betonie był zgodny z wartością deklarowaną w recepturach mieszanek betonowych.

2.4. Badanie kruszywa w betonie

Wykonano badania kruszywa pobranego z betoniarni. Badanym kruszywem był grys granitowym i granodiorytowy. Badania obejmowały oznaczenie takich właściwości, jak: skład ziarnowy, zawartość pyłów i nasiąkliwość.

W wyniku badania stwierdzono, że skład ziarnowy, badany według normy PN-EN 933-1 [4], miał kategorię GC85/20 według normy PN-EN 12620 [5], z jednym wyjątkiem. W grysie granodiorytowym o średnicy ziaren 4/16 mm stwierdzono zbyt dużą zawartość nadziarna. To jednak nie ma wpływu na obniżenie mrozoodporności betonu. Natomiast badając zawartość pyłów w kruszywie według normy PN-EN 933-1 [4] stwierdzono zbyt dużą zawartość pyłów w grysie granodiorytowym o średnicy ziaren 2/5 mm. Zawartość pyłów wynosiła 2,1%, przy dopuszczalnej wartości normowej 1,5%. Taka zawartość pyłów ma wpływ na obniżenie mrozoodporności betonu. Nasiąkliwość kruszywa, badana według normy PN-EN 1097-6 [6], nie przekraczała dopuszczalnej wartości równej 1,2%.

Badanie zawartości cementu w betonie polegało na oznaczeniu części rozpuszczalnych w rozdrobionej próbce betonu. Badając zawartość cementu w betonie okazało się, że części rozpuszczalne znajdują się również w kruszywie. Z uwagi na to, że w kruszywie nie powinno być części rozpuszczalnych, badając kruszywo postanowiono również oznaczyć zawartość części rozpuszczalnych oraz odporność kruszywa na rozdrabianie metodą Los Angeles.

Badając zawartość części rozpuszczalnych w kruszywie stwierdzono, że wynosi ona od 6,8 do 7,3%. Wyniki badań potwierdziły, że do budowy obiektów mostowych zastosowano kruszywo o dużej zawartości części rozpuszczalnych. Należy jednak zaznaczyć, że w tym wypadku oznaczone części rozpuszczalne nie stanowią zanieczyszczeń zewnętrznych kruszywa - duża zawartość części rozpuszczalnych wynika z zastosowania kruszywa, które zawiera tzw. „słabe" ziarna. W ziarnach tych występuje znaczna zawartość łyszczków i skaleni – minerałów o małej wytrzymałości, które mogą „przechodzić" do frakcji pyłowej (stąd tak duża zawartość pyłów w kruszywie).

Zbadano odporność kruszywa na rozdrabianie metodą Los Angeles według normy dotyczącej kruszywa PN-EN 1097-2 [7]. Odporność kruszywa granitowego na rozdrabnianie ww. metodą powinna wynosić, w zależności od średnicy ziaren kruszywa, 42 lub 37%, co odpowiada

odpowiednio kategorii LA_{50} i $LA4_0$ według normy PN-EN 12620 [5]. W badanym kruszywie granitowym odporność kruszywa na rozdrabnianie była zgodna z normą, a w kruszywie granodiorytowym wynosiła 18 i 12%, co odpowiada odpowiednio kategorii LA_{20} i LA_{15}. Tak więc zastosowane do betonu kruszywo nie spełniało wymagań normowych dotyczących kruszywa.

Należy jednak zaznaczyć, że zarówno w normie dotyczącej kruszywa do betonu PN-EN 12620 [5], jak i w specyfikacjach technicznych odnoszących się do budowanych obiektów mostowych, nie było wymagań w odniesieniu do kruszyw stosowanych do betonu w zakresie zawartości części rozpuszczalnych i odporności kruszywa na rozdrabianie. Ze względu na trwałość betonu, takie wymagania powinny znaleźć się w specyfikacjach.

2.5. Badanie charakterystyki porów powietrznych w betonie

Próbki betonu pobrane z obiektów mostowych zostały poddane badaniom mającym na celu określenie charakterystyki porów powietrznych. Badania zgodnie z normą PN-EN 480-11 [8] obejmowały oznaczenie właściwości takich, jak:

- całkowita zawartość powietrza w betonie [%],
- zawartość mikroporów o średnicy do 300 μm [%],
- wskaźnik rozmieszczenia porów w betonie [mm].

W poprawnie napowietrzonym betonie zawartość mikroporów o średnicy od 20 do 300 μm wynosi co najmniej 1,5% całkowitej zawartości powietrza w betonie, wskaźnik rozmieszczenia porów w betonie nie przekracza 0,20 mm, a całkowita zawartość powietrza w betonie - w zależności o uziarnienia mieszanki betonowej – waha się w granicach od 5,5 do 6,5%. W badanym betonie zawartość mikroporów o średnicy od 20 do 300 μm, odniesiona do całkowitej zawartości powietrza w betonie, wynosiła od 0,20 do 0,71%, wskaźnik rozmieszczenia porów w betonie wahał się od 0,31 do 0,43 mm, a całkowita zawartość powietrza w betonie zawierała się w granicach od 1,65 do 4,33%. Takie wyniki badania wskazują, że mieszanka betonowa w obiektach mostowych była niewłaściwie napowietrzona.

2.6. Wnioski z wykonanej ekspertyzy

Można wskazać dwie najbardziej prawdopodobne przyczyny braku właściwej mrozoodporności betonu zastosowanego przy budowie obiektów mostowych:

Pierwsza przyczyna – to niewłaściwe napowietrzenie betonu, które spowodowało, że zawartość mikroporów o średnicy do 300 μm była zbyt mała, a ich wzajemna odległość – zbyt duża. Właściwie napowietrzona struktura betonu pełni ważną rolę w kształtowaniu odporności mrozowej. Dzieje się tak dlatego, że pęcherz powietrza o średnicy od 20 do 300 μm nie jest w stanie wypełnić się całkowicie wodą, pozostawiając pustą przestrzeń (około 50% objętości pęcherza, w zależności o gęstości wody, zależnej od temperatury oraz jej lepkości). Przestrzeń ta w okresie zimowym jest wykorzystywana podczas zmiany stanu skupienia wody z fazy ciekłej w lód. Wytworzona pusta przestrzeń powietrzna daje możliwość swobodnego zamarzania wody. Dzięki niej zamarzająca woda ma możliwość zwiększania objętości – o około 9% – bez wpływu na strukturę betonu. Proces zmiany stanu skupienia wody może odbywać się wielokrotnie, bez konsekwencji dla betonu. Przestrzeń ta może być również wykorzystywana do kompensowania innych naprężeń wywoływanych przez związki chemiczne zmieniające swoją objętość. Poprawne napowietrzenie mieszanki betonowej dodatkowo zmniejsza naprężenia termiczne i skurcz dojrzewającego betonu.

Druga przyczyna – to duża zawartość części rozpuszczalnych w kruszywie zastosowanym do betonu. Badanie mrozoodporności, polegające na wielokrotnym zamrażaniu i odmrażaniu w warunkach pełnego nasycenia porów betonu wodą, powodowało przechodzenie minerałów o małej wytrzymałości do frakcji pyłowej (następował proces wietrzenia skały).

Prowadziło to do osłabienia połączenia między ziarnami kruszywa, a stwardniałym zaczynem cementowym. Tak więc na obniżenie mrozoodporności mogła mieć wpływ zwiększona zawartość pyłów mineralnych w kruszywie.

Aby wykonać element konstrukcji mostowej z betonu o odpowiedniej trwałości, w tym mrozoodporności, należy:

- wykonywać beton poprawnie napowietrzony (m.in. poprzez dodanie odpowiedniej domieszki i dobranie właściwej formy transportu mieszanki),
- stosować kruszywo o właściwościach wytrzymałościowych i trwałościowych, odpowiednich do klasy ekspozycji zgodnej z PN-EN 206-1 [2].

Ponadto ze względu na trwałość betonu należy stosować m.in.:

- klasę i rodzaj cementu odpowiednie do klasy ekspozycji,
- szczelny stos okruchowy,
- współczynnik wodno-cementowy odpowiedni do klasy ekspozycji,
- właściwą pielęgnację wilgotnościową i termiczną „młodego betonu" po wbudowaniu.

3. EKSPERTYZA DOTYCZĄCA POWSTAWANIA PĘCHERZY POD IZOLACJĄ NA OBIEKTACH MOSTOWYCH

3.1. Cel wykonania ekspertyzy

Pierwsze ekspertyzy dotyczące powstawania pęcherzy pod izolacją na pomostach obiektów mostowych były wykonywane przez Instytut już w 2003 r. Od roku 2011 wykonano 15 ekspertyz i opinii na temat pęcherzy. Tak więc jest to zjawisko występujące co najmniej od 10 lat, które nasiliło się w ciągu ostatnich 3 lat. Zazwyczaj pęcherze powstają w czasie dużych upałów, w roku następującym po roku budowy (z zasady obiekty są kończone w okresie późnojesiennym).

Przyczyną wykonania opisanej ekspertyzy było zauważanie pęcherzy na dwóch wiaduktach przez służbę drogową jednostki zarządzającej. W niniejszym artykule będą one nazywane: pierwszym i drugim wiaduktem. Pierwszy wiadukt wykonano z betonu klasy C35/45, napowietrzanego, na cemencie portlandzkim CEM I 42,5 N – HSR/NA według PN-B-19707 [9] (o wysokiej odporności na siarczany i niskiej zawartości alkaliów) i na kruszywie granitowym z domieszkami. Drugi wiadukt wykonano z betonu klasy C40/50, napowietrzanego, na cemencie portlandzkim CEM I 52,5 N – HSR/NA według PN-B-19707 [9] i na kruszywie granitowym z domieszkami.

Należy zwrócić uwagę, że w wiaduktach zarówno beton, jak i cement mają różną klasę. Ponadto w obu wiaduktach zastosowano kruszywo z różnych kopalń, a do betonu dodano różne domieszki. Na obu wiaduktach wykonano izolację z papy zgrzewalnej, na którą ułożono warstwę wiążącą z asfaltu lanego i warstwę ścieralną z asfaltu SMA. Analiza dokumentacji materiałów zastosowanych do wykonania płyty pomostu, izolacji i nawierzchni na wiaduktach nie wykazała nieprawidłowości.

Celem ekspertyzy było wyjaśnienie przyczyn powstawania pęcherzy pod izolacją na obiektach mostowych. Ekspertyza została opracowana w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów, we współpracy z innymi jednostkami naukowymi, a została zlecona przez jednostkę wykonawczą.

3.2. Badanie składu chemicznego gazu pobranego z pęcherzy

Pobrano próbki gazu z pęcherzy powstałych na obu wiaduktach (po dwie próbki z pęcherza). Oznaczenia składu chemicznego gazu dokonano metodą chromatografii gazowej. Z pęcherzy na pierwszym obiekcie uzyskano następujący skład gazu: azot – od 93,5 do 94,4%, tlen – od 1,6 do 3,1% i wodór – od 0,19 do 0,21%.

Z pęcherzy na drugim obiekcie uzyskano następujący skład gazu: azot – od 93,5 do 94,7%, tlen – od 1,4 do 3,2% i wodór – od 0,22 do 0,25%. Na obu wiaduktach w gazie występowały śladowe ilości ditlenku węgla i metanu, a na jednym z obiektów dodatkowo śladowe ilości gazów organicznych: etanu, etenu i propanu. Analizując otrzymany skład chemiczny gazu można stwierdzić, że w pęcherzach obu wiaduktów skład gazu był zbliżony.

Jeżeli przyjąć założenie, że gaz który znajduje się w pęcherzu uwolnił się z porów w betonie, to w jego składzie nastąpiły zmiany ilościowe. Pierwotnie pory betonu były wypełnione powietrzem. Powietrze zawiera około 78% azotu i około 21% tlenu. Ponadto powietrze zawiera śladowe ilości wodoru (5×10^{-4}). Niskie stężenie tlenu w gazie pochodzącym z pęcherza może wskazywać, że tlen został zużyty np. w reakcji utleniania-redukcji. Również o takiej reakcji świadczy znacznie zwiększona ilość wodoru – około 500 razy w stosunku do zawartości w powietrzu. Reakcja może dotyczyć utleniania metali zawartych w składnikach betonu.

Wykonano badania składu gazu wydzielanego podczas podgrzewania izolacji do 70oC. Podczas badania stwierdzono uwalnianie się śladowych ilości gazów organicznych, co może wskazywać, że gazy organiczne oznaczone w gazie z pęcherzy pochodzą z izolacji lub ze środków asfaltowych zastosowanych do poprawy adhezji.

3.3. Badania chemiczne betonu pobranego z jednego z wiaduktów

Z jednego z wiaduktów pobrano dwie próbki betonu. Zbadano skład chemiczny matrycy cementowej mikroskopem elektronowym. W pierwszej próbce (dwa miejsca pomiarowe) zidentyfikowano niezwiązane z matrycą cementową wtrącenia metaliczne, o wielkości kilkuset mikrometrów (np. wtrącenia o wielkości 220 μm). Zbadano skład wytraceń metalicznych. Wtrącenia miały w swoim składzie przede wszystkim takie pierwiastki, jak: żelazo i tytan. Zidentyfikowano także dużą ilość tlenu – można zatem przyjąć, że w próbce występuje utlenione żelazo zanieczyszczone związkami tytanu (tytan można uznać za katalizator reakcji chemicznych). W próbce nie stwierdzono obecności chromu. W drugiej próbce (dwa miejsca pomiarowe) zidentyfikowano wtrącenia metaliczne na całej powierzchni matrycy cementowej. I tym razem można przyjąć, że wtrącenia metaliczne były utlenionym żelazem, zanieczyszczonym związkami tytanu. W jednym z miejsc pomiarowych zaobserwowano równomierne rozłożenie siarki i żelaza, co może wskazywać na dodanie do cementu siarczanu żelaza. We wtrąceniach metalicznych zidentyfikowano śladowe ilości chromu (VI), manganu, magnezu oraz cynku.

Dodatkowo rozłupano odwiert betonowy i stwierdzono, że beton zawiera makroskopowe ilości substancji magnetycznych. W reakcji chemicznej, w której powstaje magnetyt, powstaje również wodór. Reakcje chemiczne utleniania żelaza są reakcjami wolnymi, stąd ilości wodoru jakie powstają w reakcji są niewielkie. Wodór powstający w reakcji utleniania uwalnia się, aż do osiągniecia ciśnienia atmosferycznego [10]. Procesy utleniania żelaza i wydzielania wodoru mogą przebiegać niezauważalnie, chyba, że nastąpi wzrost ciśnienia, wynikający ze wzrostu temperatury, co spowoduje wydzielanie wodoru z matrycy cementowej.

3.4. Wnioski z wykonanej ekspertyzy

Najbardziej prawdopodobną przyczyną powstania pęcherzy były reakcje chemiczne zachodzące między składnikami betonu, a w szczególności cementu.

W cemencie zidentyfikowano znaczną ilość związków metalicznych, które mogły wziąć udział w reakcji utleniania-redukcji.

Powodem występowania znacznej ilości związków metalicznych w cemencie może być:

- Zastąpienie części paliw konwencjonalnych paliwami alternatywnymi, wytwarzanymi z odpadów komunalnych i przemysłowych (zużyte opony, oleje i rozpuszczalniki, odpady z drewna, mączka kostno-zwierzęca, wysuszone odpady ściekowe). Stosowanie takich paliw wprowadza do cementu związki metaliczne: cynku (Zn), manganu (Mn), miedzi (Cu), niklu (Ni) oraz chromu (Cr) [11]. W latach 1998-2006 w cementach wytwarzanych w Polsce nastąpił kilkukrotny wzrost zawartości pierwiastków śladowych, związany z udziałem paliw alternatywnych. Udział energii pochodzącej ze spalania tych paliw obecnie zbliżył się do 30%.
- Korekta składu cementu. W celu redukcji modułu glinowego do cementu dodaje się żelazonośne pyły metalurgiczne – związki metaliczne: cynku (Zn), ołowiu (Pb) oraz manganu (Mn) [11].
- Proces odchramiania cementu. W 2003 r. w UE wprowadzono Dyrektywę 2003/53/EC, która ogranicza w cemencie zawartość chromu (VI. wartościowego) do 2 mg/kg. W cementach produkowanych w Polsce całkowita zawartość chromu wynosi od 20 do 100mg/kg, a chromu (VI) od 5 do 20 mg/kg [12]. Do redukcji chromu (VI) jest stosowany głównie siarczan żelaza (II) i siarczan cyny (II).

Związki metaliczne zawarte w cemencie nie stanowią bezpośredniego zagrożenia dla betonu, ale w odpowiednich warunkach (np. przy wysokiej temperaturze) mogą być reagentami dla wtórnych reakcji chemicznych. Reakcje te będą zanikały wraz z upływem czasu. Zjawisko to nie ma wpływu na bezpieczeństwo konstrukcji.

4. PODSUMOWANIE

Spośród wszystkich ekspertyz wykonanych w latach 2009-2013 w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów 62% ekspertyz dotyczyła obiektów inżynierskich, a 38% dróg. Ekspertyzy były zlecane w ponad 50% przez jednostki wykonawcze. Około 40% zlecających stanowiły jednostki samorządowe, a około 10% – jednostka rządowa. Tylko jedną ekspertyzę zleciła jednostka projektowa. Ponadto mimo, że Instytut Badawczy Dróg i Mostów może zajmować stanowisko w odniesieniu zarówno do drogowych, jak i kolejowych obiektów mostowych, ponad 90% ekspertyz dotyczyło obiektów drogowych.

Wiele opracowań Instytutu dotyczyło zbyt małej mrozoodporności betonu zastosowanego przy budowie obiektów mostowych. Na podstawie wyników badań zawartych w jednej z ekspertyz można wskazać dwie najbardziej prawdopodobne przyczyny braku właściwej mrozoodporności betonu: pierwsza to niewłaściwe napowietrzenie betonu, a druga – to zastosowanie niewłaściwego kruszywa, w tym wypadku o dużej zawartość części rozpuszczalnych i zbyt dużej zawartości pyłów (w kilkunastu opiniach kluczowe było niewłaściwe napowietrzenie betonu).

Kilkanaście ekspertyz i opinii Instytutu dotyczyło pęcherzy powstających pod izolacją na obiektach mostowych. Na podstawie wyników badań zawartych w jednej z ekspertyz najbardziej

prawdopodobną przyczyną ich powstania mogą być reakcje chemiczne zachodzące między składnikami betonu, a w szczególności cementu.

W cemencie zidentyfikowano znaczną ilość związków metalicznych, które mogły wziąć udział w reakcji utleniania-redukcji, która spowodowała wydzielanie produktów gazowych. W warunkach stałoobjętościowych (izochorycznych) i w wysokiej temperaturze, nawet niewielka ilość gazu może doprowadzić do dużego wzrostu ciśnienia, co może powodować powstanie pęcherzy. Zjawisko pęcherzenia nawierzchni na obiektach mostowych występującym obecnie dosyć często. Należy zaznaczyć, że autorzy opisali badania wykonane tylko na dwóch obiektach i wnioski przez nich wyciągnięte powinny być zweryfikowane badaniami na innych obiektach.

Literatura

[1] PN-EN 197-1: 2012 Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku

[2] PN-EN 206-1: 2003 Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność

[3] *Instrukcja określania składu stwardniałego betonu nr 277*. Instytut Techniki Budowalnej, Warszawa 1986

[4] PN-EN 933-1:2012 Badania geometrycznych właściwości kruszyw – Część 1: Oznaczanie składu ziarnowego. Metoda przesiewania

[5] PN-EN 12620+A1: 2010 Kruszywa do betonu

[6] PN-EN 1097-6:2013 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw – Część 6: Oznaczanie gęstości ziarn i nasiąkliwości

[7] PN-EN 1097-2:2010 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw – Część 2: Metody oznaczania odporności na rozdrabnianie

[8] PN-EN 480-11:2008 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Metody badań – Część 11: Oznaczanie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie.

[9] PN-B-19707:2003/Az1:2006P Cement – Cement specjalny – Skład, wymagania i kryteria zgodności

[10] Baszkiewicz J., Kamiński M.: *Korozja Materiałów.* Politechnika Warszawska 2006.

[11] Kalarus D., Nocuń-Wczelik W.: *Identyfikacja cementów portlandzkich produkowanych w Polsce na podstawie zawartości składników akcesorycznych.* Cement-Wapno-Beton, 2008, 2, s. 75.

[12] Kurdowski W.: *Chemia cementu i betonu.* Wydawnictwo Polski Cement, Wydawnictwo Naukowe PWN 2010.

EXPERT OPINIONS ON ROAD INFRASTRUCTURE

Marian TRACZ[1]
Krystian WOŹNIAK[2]

EKSPERTYZY W ZAKRESIE ODDZIAŁYWANIA DRÓG NA ŚRODOWISKO

STRESZCZENIE

Referat w pierwszej części przedstawia elementy procesu ocen środowiskowych (OOS) wykonywanych w ramach procesu inwestycyjnego dla projektów dróg zaliczanych do inwestycji mogących znacząco oddziaływać na środowisko. Jego celem jest wskazanie zakresu i metod ochrony środowiska w otoczeniu dróg. Następnie referat omawia sposoby dokonywania oceny oddziaływania hałasu na zabudowę w otoczeniu drogi z wykorzystaniem map hałasu, analizę wpływu wzajemnego usytuowania drogi i zabudowy oraz lokalizacji obiektu na działce budowlanej, a także względem przerwy w ekranie akustycznym na wjazd na klimat akustyczny.

Kolejna część referatu omawia problemy techniczno-budowlane ochrony akustycznej otoczenia oraz dostępności do zabudowy przy zastosowaniu ekranów a także aspekty oceny estetycznej stosowania ekranów. Ostatnia część przedstawia dwa inne elementy ocen OOS związane z konstrukcjami budowlanymi tj. oceny drgań i budowy ekoduktów dla zwierząt. Podsumowanie podkreśla specyfikę ekologicznych konstrukcji w budowie dróg.

SŁOWA KLUCZOWE: droga, środowisko, oddziaływania na środowisko, hałas drogowy

1. WSTĘP

Realizacja programu autostrad i dróg ekspresowych oraz innych dużych obiektów infrastruktury komunikacyjnej powoduje znaczne i różnorodne oddziaływanie tych obiektów na środowisko.

[1] prof. dr hab. inż. Marian Tracz, mtracz@pk.edu.pl, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej
[2] dr inż. Krystian Woźniak, kwozniak@pk.edu.pl, , Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

Prawo ochrony środowiska i rozporządzenia Ministra Środowiska warunkują realizację wszystkich większych obiektów infrastruktury komunikacyjnej, wykonaniem ocen ich oddziaływania i dokonaniem odpowiednich zabezpieczeń lub kompensacji. Proces wykonywania ocen OOŚ przedstawianych w raportach o oddziaływaniu przedsięwzięć na środowisko jest procesem kilkuetapowym i kosztownym, a raporty w wielu przypadkach wzbudzają wiele kontrowersji i wątpliwości. W wyniku wniosków zawartych w raportach wykonywane są bardzo kosztowne zabezpieczenia środowiska zwłaszcza w odniesieniu do klimatu akustycznego, wód powierzchniowych i podziemnych oraz do świata zwierzęcego. Koszt urządzeń zabezpieczających i ograniczających oddziaływanie stanowi znaczną część, sięgającą 25% wydatków społeczeństwa na poszczególne elementy infrastruktury drogowej, których wydatkowanie powinno być racjonalne. Dlatego rośnie zapotrzebowanie społeczeństwa na wiedzę, szczególnie jednostek wykonujących ekspertyzy, czyli oceny oddziaływania dróg na środowisko. Praktyka wskazuje na wiele białych plam w zakresie wiedzy dotyczącej prognozowania oddziaływań dróg na środowisko.

Duży koszt społeczny wydatków na ochronę środowiska w otoczeniu obiektów infrastruktury komunikacyjnej (dróg i linii kolejowych) z jednej strony nakazuje zwrócenie szczególnej uwagi na metody prognozowania oddziaływań i projektowania zabezpieczeń, na identyfikację ich braków i usterek metodologicznych oraz na konieczność działań o charakterze prewencyjnym z drugiej. Wśród tych działań należy wymienić racjonalizację planowania przestrzennego, przepisów dotyczących zabudowy oraz defragmentację ekosystemów. Celami referatu są przedstawienie procesu ocen oddziaływania inwestycji drogowych na środowisko w procesie inwestycyjnym oraz wybranych problemów z zakresu wpływu drogi i ruchu na ochronę akustyczną zabudowy w otoczeniu drogi, powstawanie drgań w zabudowie w otoczeniu dróg oraz na problemy związane z projektowaniem oraz budową ekoduktów i przepustów dla zwierzyny, czyli najczęściej realizowanych budowlanych obiektów środowiskowych.

Do elementów budowlanych związanych z ochroną środowiska w otoczeniu dróg należą także zabezpieczenia przed spływem zanieczyszczonych wód do układu wód podziemnych oraz do rzek i zbiorników wodnych. Ten temat nie będzie opisany w referacie. Istotnym elementem referatu jest problem zabudowy i zagospodarowania działki budowlanej w otoczeniu drogi przy wzięciu pod uwagę oddziaływań dróg i ruchu na środowisko.

2. PROCES OCEN ODDZIAŁYWANIA NA ŚRODOWISKO W PROCESIE INWESTYCYJNYM I W OKRESIE EKSPLOATACJI OBIEKTU W DROGOWNICTWIE

Oceny oddziaływania dróg na środowisko (OOŚ) w latach 1990-tych były wykonywane przez biegłych wpisanych na listę ministerialną, co gwarantowało minimalny wymagany poziom wiedzy i znajomość zagadnienia przez ekspertów. W obecnej sytuacji nie ma ograniczeń w sporządzaniu ocen oddziaływania, poza niektórymi wymogami związanymi z wykonywaniem badań przez akredytowane laboratorium badawcze.

Ocena oddziaływania na środowisko (OOŚ) jest podstawowym narzędziem realizacji wymogu ochrony środowiska na etapie planowania i projektowania inwestycji. Celem oceny oddziaływania na środowisko jest uzyskanie informacji o planowanym przedsięwzięciu i jego wpływie na środowisko, a także bilans strat i korzyści z realizacji inwestycji, który powinien także wskazywać kompensacje strat wynikających z negatywnego oddziaływania inwestycji na niektóre elementy środowiska.

Głównym celem jest przewidywanie potencjalnych zagrożeń środowiska na etapie planowania inwestycji, ocena skali wpływu inwestycji na środowisko, a także zaplanowanie działań mających na celu uniknięcie lub zminimalizowanie tych zagrożeń. W ramach oceny wykonuje się raport oddziaływania przedsięwzięcia na środowisko (ROPŚ). Elementy raportu określa art. 66 ustawy o OOŚ [3], a zawiera on analizę negatywnych oddziaływań inwestycji na środowisko i propozycje rozwiązań ochronnych, a także analizę możliwych konfliktów społecznych związanych z planowanym przedsięwzięciem. W raporcie również może znaleźć się zalecenie monitoringu oddziaływania planowanego przedsięwzięcia na etapie jego budowy i eksploatacji.

Ekspertyzy wykonywane w zakresie wpływu dróg i ruchu drogowego na środowisko dotyczą różnych etapów procesu inwestycyjnego i funkcjonowania obiektów drogowych, od fazy projektowej (na różnych etapach procesu inwestycyjnego) poprzez budowę, eksploatację do likwidacji elementów infrastruktury drogowej włącznie.

W fazie planowania i projektowania dróg ekspertyzy są opracowywane jako raporty o oddziaływaniu przedsięwzięcia na środowisko ze szczególnym uwzględnieniem obszarów Natura 2000. W fazie eksploatacji drogi, ekspertyzy mają różny charakter i mogą być wykonywane jako analizy porealizacyjne (wykonywane najczęściej w rok po oddaniu drogi do użytkowania), przeglądy ekologiczne, analizy z wykorzystaniem: okresowych i ciągłych pomiarów substancji i energii wprowadzanych do środowiska, intencjonalnych pomiarów dodatkowych oraz map akustycznych. Na tej podstawie są sporządzane programy ochrony środowiska, w tym m.in. przed hałasem, ochrony wód czy fauny i flory. Najczęściej oddziaływania dróg na środowisko obejmują analizę oddziaływań na poszczególne elementy środowiska, takie jak:

- w zakresie środowiska przyrodniczego:
  - powietrze i klimat, klimat akustyczny
  - powierzchnia ziemi łącznie z glebą, złoża kopalin
  - wody powierzchniowe i podziemne
  - świat zwierzęcy i roślinny w tym szczególna grupa ochronna Natura 2000
  - krajobraz (z jego walorami przestrzennymi i przyrodniczymi)
- w zakresie środowiska człowieka:
  - zagospodarowanie przestrzenne
  - dziedzictwo kultury, architektury i archeologii
  - grunty rolne i leśne - wraz z produkcją rolną i leśną

Ocenie podlegają poszczególne rodzaje oddziaływań z podaniem ich wpływu w formie ilościowej bądź opisowej. Dotyczy to:

- poziomu hałasu drogowego w otoczeniu drogi (formalnie na granicy pasa drogowego),
- wielkości emisji zanieczyszczeń do powietrza,
- stopnia naruszenia i/lub zanieczyszczenia powierzchni ziemi i gleby, w tym określania ryzyka powstawania osuwisk,
- zanieczyszczeń wód powierzchniowych i podziemnych oraz pogorszenie stosunków wodnych, zagrożeń dla ujęć wody,
- wpływu na stan fauny i flory, rozdzielenie ekosystemów,
- zajęcia terenu (wywłaszczenia, wyburzenia) i zmiana przeznaczenia gruntów rolnych lub leśnych, utrata terenów rekreacyjnych,
- rozdzielania pól i wspólnot społeczno-gospodarczych,
- oddziaływania na dobra kultury objęte ochroną i dobra archeologiczne.

Dodatkowym etapem ocen i ekspertyz oddziaływania dróg na środowisko jest analiza ryzyka wystąpienia nadzwyczajnych zagrożeń środowiska NZŚ (np. na podstawie statystyki znanych

zdarzeń tego typu) i ich konsekwencji dla środowiska. Pod pojęciem NZŚ rozumie się zagrożenie spowodowane gwałtownym zdarzeniem, nie będącym klęską żywiołową, które może wywołać znaczne lokalne zniszczenie środowiska lub pogorszenie jego stanu, stwarzające zagrożenie dla ludzi i środowiska. NZŚ może być skutkiem:

- wypadków i zdarzeń w czasie budowy i eksploatacji dróg oraz innych obiektów drogowych, w których biorą udział pojazdy przewożące substancje niebezpieczne, a które mogą spowodować m.in.: skażenie powietrza, wód, gleb oraz pożary;
- awarii w miejscach postoju ww. pojazdów,
- niewłaściwego lub niedostatecznego zabezpieczenia robót drogowych i samej drogi w wyniku złego rozpoznania warunków środowiskowych (np. geologii, stosunków wodnych), co może spowodować m.in. erozję i osuwiska.

Wynikiem ocen i analiz są decyzje o konieczności podjęcia działań w zakresie ochrony poszczególnych elementów środowiska i eliminacji poszczególnych negatywnych oddziaływań. Jednym ze środków stosowanych do minimalizacji tych oddziaływań są urządzenia ochrony środowiska, stanowiące ochronę czynną. W przypadkach braku skuteczności podjętych działań stosuje się tzw. kompensację przyrodniczą. W zależności od oddziaływań do minimalizacji ich wpływu można wykorzystać takie urządzenia jak:

- do umożliwienia migracji zwierząt: przejścia górą lub dołem dla zwierząt lub ograniczenie przekraczania przez zwierzęta dróg o dużym ruchu ogrodzeniami lub stosowanie płotów, murów oporowych itp. do ograniczenia możliwości wtargnięcia zwierząt na jezdnię;
- dla ochrony otoczenia dróg przed hałasem i zanieczyszczeniami powietrza, oprócz lokalizacji przy drodze zabudowy mniej wrażliwej (usługi, drobny przemysł, garaże itp.), także:
  - ekrany – sztuczne przegrody: drewniane, betonowe, metalowe, z tworzyw sztucznych, łączone niekiedy z zielenią (pnącza),
  - pasy zieleni – zróżnicowane gatunkowo i wysokościowo,
  - wały ziemne – samodzielne, lub łączone z zielenią (bardziej efektywne),
  - projektowanie drogi w wykopie lub nasypie;
- dla ochrony wód przed zanieczyszczeniem:
  - odprowadzanie ścieków opadowych z jezdni,
  - rowy odwadniające, drenaże,
  - gromadzenie ścieków opadowych w zbiornikach retencyjnych,
  - oczyszczanie ścieków – stosowane urządzenia: odolejacze, osadniki, oczyszczalnie hydrobotaniczne, studnie chłonne, oczyszczanie ścieków).

Proces OOŚ stanowi element postępowania administracyjnego w przypadku postępowania w sprawie wydania decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach dla inwestycji drogowych należących do przedsięwzięć mogących zawsze znacząco oddziaływać na środowisko (grupa I) oraz może stanowić element OOŚ w przypadku przedsięwzięć mogących potencjalnie znacząco oddziaływać na środowisko (grupa II) w stadium budowy, przebudowy lub rozbudowy drogi i obiektów drogowych. W przypadku drugiej grupy konieczność przeprowadzenia oceny oddziaływania przedsięwzięcia na środowisko stwierdza organ właściwy do wydania decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach.

Nie wszystkie inwestycje wymagają przeprowadzenia pełnego procesu OOŚ. Podstawowe regulacje OOŚ zawarte są w [3] natomiast w [4] opisane są rodzaje przedsięwzięć mogących zawsze znacząco oddziaływać na środowisko (grupa I) i rodzaje przedsięwzięć mogących potencjalnie znacząco oddziaływać na środowisko (grupa II). Decyzja o środowiskowych uwarunkowaniach jest to decyzja administracyjna. Określa ona środowiskowe warunki konieczne do

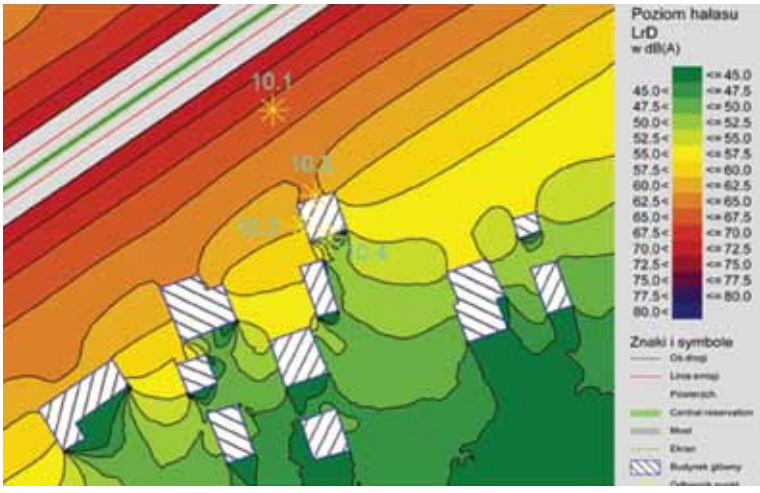
spełnienia w realizacji planowanej inwestycji. Decyzje o środowiskowych uwarunkowaniach w przypadku dróg wydaje wójt, burmistrz, prezydent miasta z wyjątkiem dróg z grupy I gdzie organem właściwym jest regionalny dyrektor ochrony środowiska. W decyzji środowiskowej zawarte są wszystkie wymogi i warunki związane z przeciwdziałaniem, zapobieganiem, minimalizacją i w ostateczności kompensacją przyrodniczą, a także zaleceniem monitorowania oddziaływania przedsięwzięcia na środowisko i ewentualnej konieczności i zakresu oceny porealizacyjnej, a także sformułowania wniosku utworzenia obszarów ograniczonego użytkowania.

3. WPŁYW HAŁASU NA ZABUDOWĘ W OTOCZENIU DROGI

Dz.U. nr 75 z 2002 r. w dziale II p.t. Zabudowa i zagospodarowanie działki budowlanej w rozdz.1 nt. Usytuowania budynku podaje, w par.1.pkt.1, że: „*Budynek wraz z pomieszczeniami przeznaczonymi na pobyt ludzi powinien być wznoszony poza zasięgiem zagrożeń i uciążliwości określonych w przepisach odrębnych, przy czym dopuszcza się wznoszenie budynków pod warunkiem zastosowania środków technicznych zmniejszających uciążliwości poniżej poziomu ustalonego w tych przepisach bądź zwiększających odporność budynku na te zagrożenia i uciążliwości, jeżeli nie jest to sprzeczne z warunkami ustalonymi dla obszarów ograniczonego użytkowania, określonych w przepisach odrębnych*"

Pkt.2 mówi, że do uciążliwości o których mowa w ust.1, zalicza się w szczególności: w pkt.(2) hałas i drgania (wibracje), (3) zanieczyszczenia powietrza.

Zatem problem został formalnie zapisany, lecz nie jest on niestety realizowany. W otoczeniu dróg w odległościach mniejszych niż wynikających z izofony dopuszczalnego hałasu zbudowano i buduje się nadal wiele budynków wrażliwych na hałas (rys.1). Powody są różne: brak wiedzy i wrażliwości, ograniczona wielkość działki, oszczędzanie na kosztach budowy wjazdów z drogi do zabudowy i inne. W wielu przypadkach hałas drogowy staje się uciążliwy dopiero po pewnym czasie od zbudowania obiektu wskutek dużego wzrostu natężenia ruchu, co może być np. wynikiem zmian sieci drogowej.



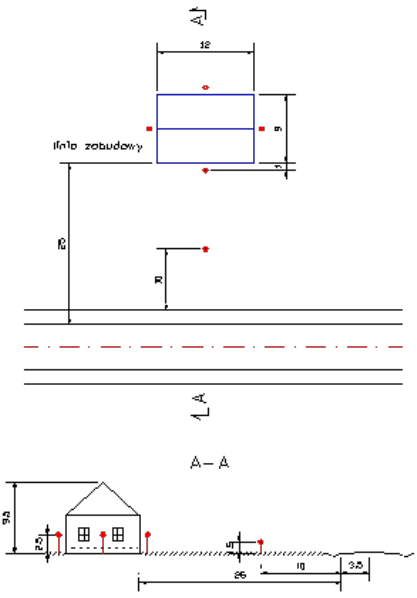
Rys. 1. Przykładowa mapa hałasu obrazująca rozkład hałasu w otoczeniu drogi i wokół zabudowy bez dodatkowej ochrony akustycznej

3.1. Usytuowanie zabudowy wokół drogi

Uciążliwość hałasu docierającego do zabudowy zlokalizowanej blisko drogi zależy od poziomu hałasu u źródła (na co przede wszystkim wpływ ma natężenie ruchu, prędkość i udział pojazdów ciężkich), odległości budynku od jezdni (rys.1), a także od sposobu usytuowania budynku i sąsiedniej zabudowy oraz ukształtowania terenu pomiędzy zabudową i drogą (wykop, nasyp). Analizując wpływ hałasu na zabudowę należy zwrócić uwagę także na to, czy jest to zabudowa wolnostojąca, bliźniacza czy zespołowa. W przypadku zabudowy zespołowej dodatkowym czynnikiem potęgującym negatywny wpływ hałasu może być odbicie fal akustycznych od niepoprawnie usytuowanych budynków. Przy świadomości istnienia tego zjawiska w takiej sytuacji można tak zaprojektować wzajemne usytuowanie budynków (co przedstawiono poniżej), aby sąsiadujące budynki były osłonami przed hałasem.

W ocenie uciążliwości hałasu istotny jest również układ pomieszczeń wewnątrz budynku mieszkalnego, który powinien preferować lokalizowanie pomieszczeń szczególnie wrażliwych od strony przeciwnej do drogi, lecz tradycja jest inna. Warto zapoznać się z różnymi warunkami akustycznymi panującymi przed każdą z czterech elewacji budynku wolnostojącego i wpływem kąta lokalizacji tegoż budynku względem drogi na uciążliwość hałasu. Na rys.2 przedstawiono schematycznie układ budynku i drogi oraz punkty, w których oceniano poziom hałasu.

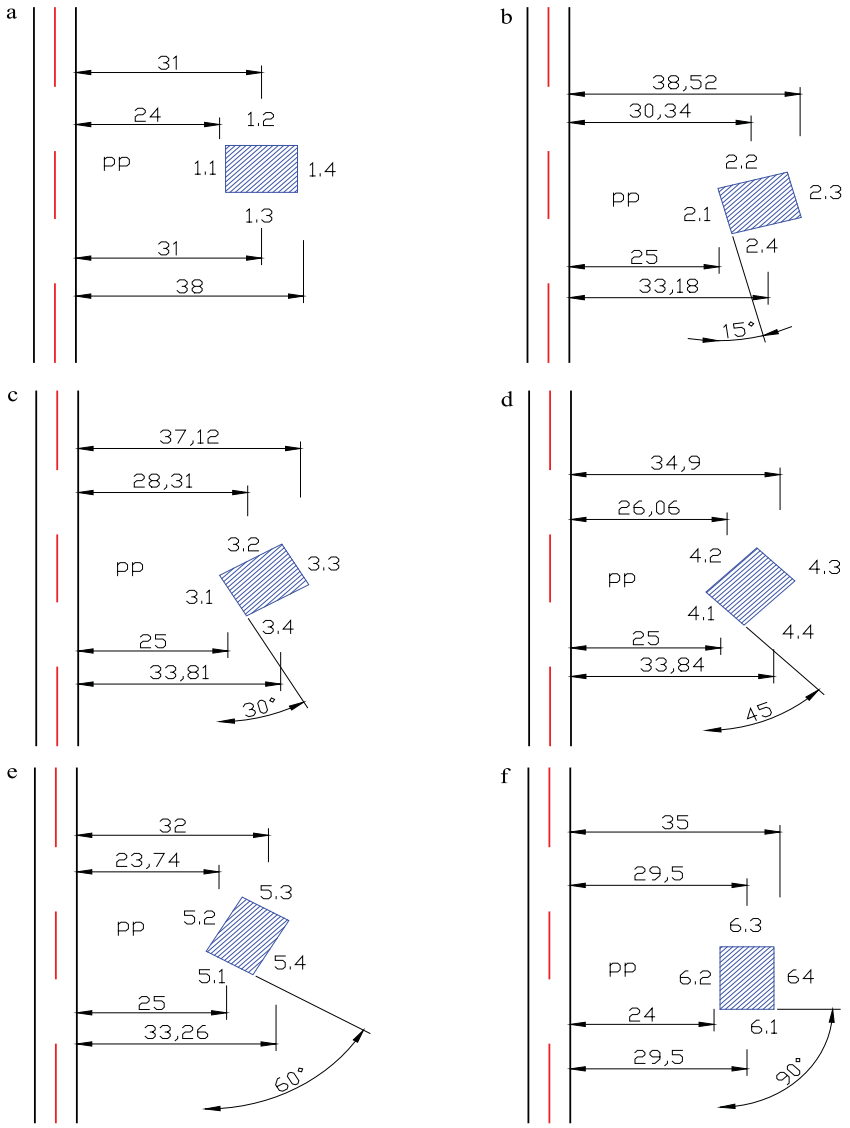
Rys.3 przedstawia analizę wpływu kąta zwrotu ścian budynku względem drogi na poziom i przebieg izofon hałasu. Analizę przeprowadzono dla 6 obiektów mieszkalnych o kącie zwrotu 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 90°.



Rys. 2. Schemat modelowego układu budynku względem drogi

Odbiorniki umieszczono w środku fasady każdej ze ścian budynku, oraz jeden (pp) 10 m od krawędzi pasa ruchu. Na rys. 4 zestawiono wyniki obliczonych poziomów hałasu przy poszczególnych ścianach budynku.

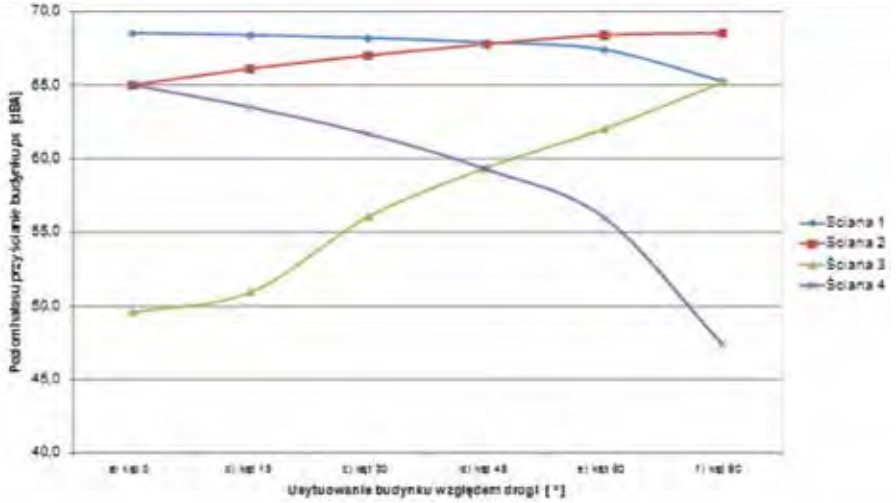
Analiza pokazuje, że wraz ze zmianą kąta zwrotu budynku względem drogi, poziom oraz różnica poziomów hałasu przy dwóch sąsiadujących ścianach rośnie i przy dwóch pozostałych maleje. Zazwyczaj nie umieszcza się okien na jednej z elewacji. Biorąc pod uwagę niekorzystny wpływ hałasu na ściany z otworami okiennymi, najlepszym jest prostopadły sposób sytuowania obiektu, ścianą szczytową do drogi. Z analizy wynika, że szerokość ściany zwróconej do drogi powinna być możliwie mała, z uwagi na najwyższy poziom hałasu docierający do niej. Oczywiście w takiej analizie należy równocześnie brać pod uwagę rozmieszczenie wrażliwych pomieszczeń w budynku.



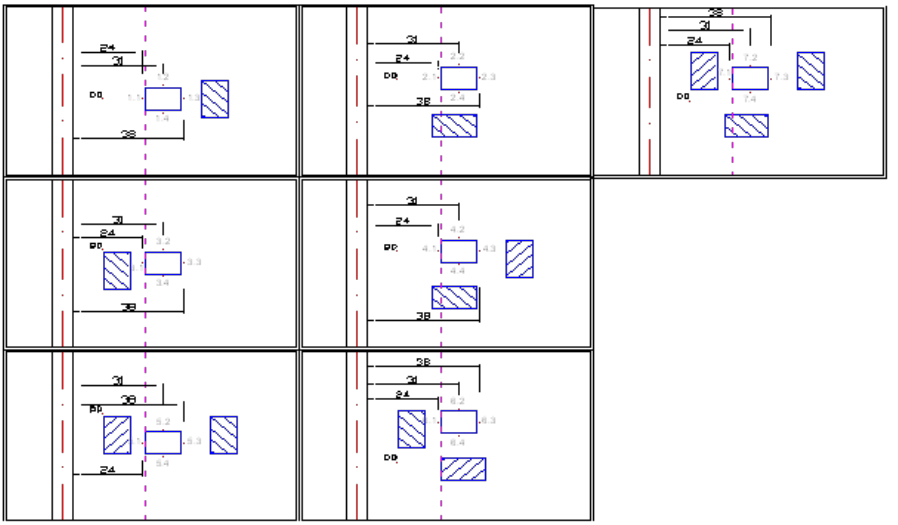
Rys. 3. Schemat lokalizacji budynków względem drogi dla różnych kątów zwrotu

Poziom hałasu przy ścianie budynku może również zależeć od sąsiedniej zabudowy. Analizę przeprowadzono dla 7 domów sąsiadujących z innym obiektami, których schematy pokazano na rys. 5. Obiekt, dla którego wykonano pomiary i obliczenia znajduje się w stałej odległości i zadanym położeniu względem drogi, natomiast obiekty sąsiadujące zmieniają swoje usytuowanie.

Odbiorniki umieszczono po środku fasady każdej ze ścian budynku, oraz jeden 10 m od krawędzi pasa ruchu. W tabeli 1 zestawiono wyniki obliczonych poziomów hałasu przy budynkach dla poszczególnych ścian i całych obiektów.



Rys. 4. Zmiana poziomu hałasu dla poszczególnych ścian wraz ze zmianą kąta zwrotu budynku.(Ściana 1-1.1, 2.1 itd. na rys.3)



Rys. 5. Schemat rozmieszczenia analizowanego budynku w relacji do sąsiadującej zabudowy

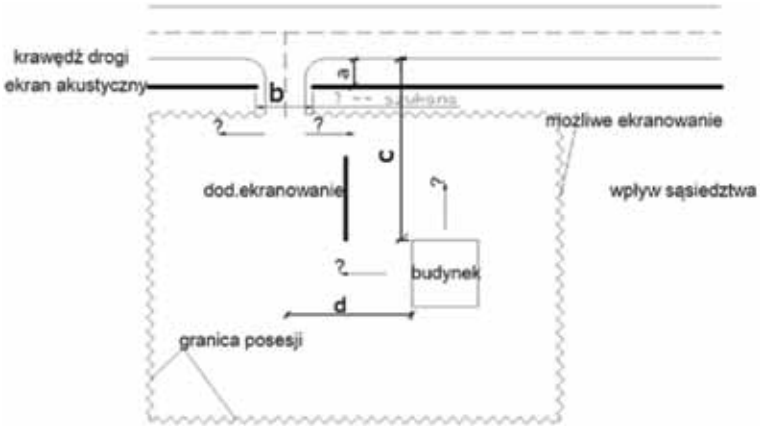
Na zmianę poziomu natężenia hałasu przy ścianach budynków wpływa sposób usytuowania sąsiadującej zabudowy, co potwierdzają wyniki analizy przedstawione w tabeli 1. Z zestawienia obliczeń wynika, że w przypadku usytuowania tylko dwóch budynków względem siebie, najkorzystniejszym układem jest osłonięcie analizowanego obiektu od strony drogi (budynek 3). Jeżeli na jednej posesji znajdują się trzy obiekty, budynek poddany analizie jest najlepiej ekranowany, gdy obiekty sąsiadujące usytuowane są z przodu od strony drogi i od boku (budynek 6).

Tabela 1. Ilustracja wyników obliczeń do rys. 5

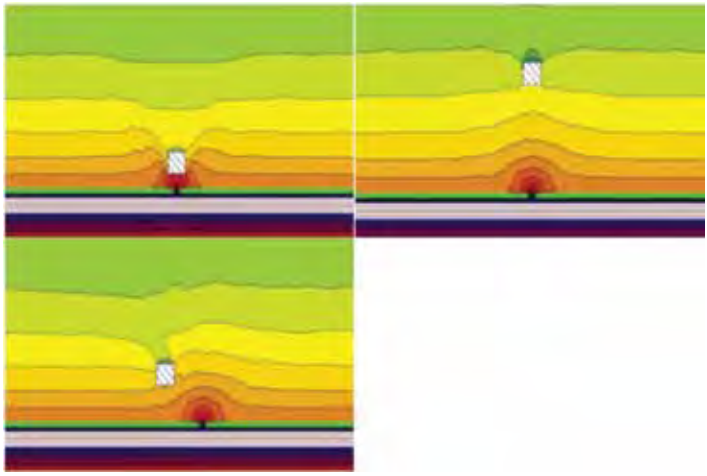
Pkt. odbioru		Poziom przy ścianie (phs) [dBA]	Różnica [dBA]	Pkt. odbioru		Poziom przy ścianie (phs) [dBA]	Różnica [dBA]
1.1	Budynek 1	67,9	2,1	5.1	Budynek 5	61,3	8,7
1.2		64,4	5,6	5.2		61,8	8,2
1.3		57,7	12,3	5.3		55,6	14,4
1.4		64,4	5,6	5.4		64,1	5,9
2.1	Budynek 2	67,9	2,1	6.1	Budynek 6	61,2	8,8
2.2		64,3	5,7	6.2		64,0	6,0
2.3		46,3	23,7	6.3		43,7	26,3
2.4		63,7	6,3	6.4		60,6	9,4
3.1	Budynek 3	61,3	8,7	7.1	Budynek 7	61,3	8,7
3.2		64,0	6,0	7.2		61,8	8,2
3.3		47,5	22,5	7.3		55,0	15,0
3.4		61,7	8,3	7.4		62,8	7,2
4.1	Budynek 4	67,9	2,1				
4.2		64,3	5,7				
4.3		53,4	16,6				
4.4		63,8	6,2				

3.2. Wzajemne usytuowanie wjazdu i budynku

W przypadku zastosowania ekranowania, przy ustalonej lokalizacji w sytuowaniu budynku na działce należy określić optymalne usytuowanie wjazdu z drogi przez przerwę w ekranie akustycznym i jej szerokość, do czego w praktyce nie przywiązuje się wagi. Przerwa w ciągłości ekranu ma wpływ na pole akustyczne i można określić optymalne wzajemne usytuowanie wjazdu i budynku tak, aby budynek pozostał w strefie ekranowania ciągłego. Na rys. 6 przedstawiono schematycznie parametry określające lokalizację ekranu względem jezdni, szerokości zjazdu oraz lokalizację budynku, które mają wpływ na klimat akustyczny na posesji. Parametr c oznacza odległość od ekranu, parametr b odległość od osi wjazdu (czyli zmienną mierzoną od osi wjazdu równolegle do ekranu). Parametr a określa lokalizację ekranu względem krawędzi drogi. Z uwagi na efektywność ekranowania (lokalizacja bariery jak najbliżej źródła dźwięku) korzystne jest lokalizowanie ekranu jak najbliżej krawędzi drogi, która traktowana jest, jako liniowe źródło hałasu.



Rys. 6. Schemat parametrów opisujących lokalizację wjazdu względem budynku



Rys. 7. Ilustracja rozkładu izofon w obrębie przerwy w ekranie przy różnej lokalizacji wjazdu/na działkę

Na rys.7 przedstawiono graficzną ilustrację wpływu przerwy w ekranie na zaburzenie przebiegu izofon, tj. mapę hałasu w skali mikro. Kolory oznaczają poszczególne przedziały poziomu hałasu LAeq (izofony), im ciemniejszy kolor tym poziom hałasu wyższy. Kolorem jasnozielonym zaznaczono ekran akustyczny, kolorem szarym drogę. Jasny kwadrat to modelowy budynek, dla którego można rozpatrywać optymalną lokalizację względem wjazdu lub wjazdu względem budynku.

Przerwa w ekranie na wjazd tworzy strefę zaburzenia, czyli strefę zmiany poziomu hałasu. Na rys. 6 przedstawiono pojedynczą posesję ekranowaną od strony drogi oraz możliwości dodatkowej ochrony poprzecznej w formie ogrodzeń i ewentualnych dodatkowych osłon ekranujących wpływ przerwy w ekranie (zjazdu z drogi).

Zapewnienie hałasu poniżej określonego poziomu zależy więc nie tylko od ekranowania, ale także od występowania przerw w ekranie, ich szerokości oraz ich usytuowania.

Wykonane pomiary i analizy pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Do wyznaczania lokalizacji wjazdów do zabudowy z drogi i ich parametrów projektowych można się posługiwać metodą symulacji komputerowej, dzięki której można analizować pole o najmniejszej uciążliwości hałasu przy danym usytuowaniu wjazdu.
- Szerokości bram na wjazdach w obrębie ekranów akustycznych powinny zależeć od pojazdu miarodajnego. Przy dobieraniu szerokości przerwy w ekranowaniu oraz typu wjazdu należy brać pod uwagę funkcjonalność i redukcję efektywności ekranu w jego obrębie. W warunkach technicznych brak jest zasad dobierania optymalnych parametrów wjazdu w celu zmniejszania uciążliwości hałasu.

W projektowaniu wjazdów w ekranach należy pamiętać o zapewnieniu widoczności pojazdów wyjeżdżających z odległości 3m od krawędzi jezdni. Przy bliższej odległości ekranu niezbędne pola widoczności można zapewnić przez odgięcie ekranów przy wjeździe, zależne m.in. od prędkości ruchu na drodze.

Analiza pojedynczego wjazdu umożliwiła oszacowanie strefy zaburzeń hałasu, która powstaje w związku z przerwą w ekranie. Przy występowaniu kilku wjazdów na długości jednego ekranu, aby oszacować wpływ dostępności do drogi na efektywność ochrony akustycznej należy sprawdzić jak gęstość wjazdów wpływa na redukcję hałasu. Znając zakres zasięgu zaburzenia, który zależy od szerokości wjazdu, można określić minimalne odległości pomiędzy wjazdami tak, aby zaburzenia akustyczne nie nakładały się na siebie.

Wiele działek z istniejącymi bądź projektowanymi domami jest zlokalizowanych przy ruchliwych drogach i ulicach, w których dla ochrony akustycznej są planowane ekrany akustyczne. Przy ich budowie konieczne jest zachowanie dostępności, czyli wjazdów do budynków. Projektowanie ekranów, z wjazdami do zabudowy, konieczność zapewnienia miejsca na chodnik tworzą razem trudne problemy budowlane, co ilustrują rys.8–10.

Rys. 8. Zabudowa liniowa wzdłuż drogi krajowej

Na rys. 8 przedstawiona jest zabudowa jednorodzinna liniowa wzdłuż ruchliwej drogi krajowej. Przy dużej gęstości istniejących zjazdów można oczekiwać dużej penetracji hałasu w głąb działek, tj. małej efektywności ochrony akustycznej.

Rys. 9. Ekran akustyczny wzdłuż ruchliwej drogi w terenie zabudowanym

Rysunek 9 przedstawia przykład konfliktu pomiędzy dostępnością (czyli wjazdami i wyjazdami i otwieraniem bram w ekranach), potrzebą budowy chodnika a ochroną akustyczną.

Rys. 10. Ekran akustyczny odbijający

Rys. 10 ilustruje problem częściowej ochrony akustycznej przy braku miejsca i konieczności budowy mniej efektywnych przeźroczystych ekranów odbijających hałas, które pozostawiają dobre doświetlenie budynków.

3.3. Ocena kompozycji z otoczeniem

Przed realizacją projektu mieszkańcy na ogół nie mają świadomości zmian w otoczeniu ich budynku i widoków z okien, a także wyglądu ekranu po jego zbudowaniu. Projektant i inwestor w trakcie projektowania przebudowy, odcinka drogi, oprócz spełnienia przepisów prawnych i warunków technicznych muszą uwzględnić także zalecenia raportu. Zatem powinni brać pod uwagę estetykę rozwiązań i ich akceptację przez mieszkańców z otoczenia [3] i wykonać konsultacje społeczne. Projekt, który będzie spełniał uwarunkowania techniczne, ekonomiczne i środowiskowe powinien być także analizowany pod względem estetyki z oceną obrazów oglądanych zarówno z drogi, jak również z jej otoczenia, np. z okien domu mieszkalnego lub z ogrodu itp. W dotychczasowych ocenach estetycznych na ogół analizuje się estetykę rozwiązań widzianych przez użytkowników drogi, głównie kierowców i pasażerów, którzy odbierają obraz przez bardzo krótki okres przejazdu wzdłuż ekranu, a nie przez mieszkańców, którzy spędzają większość czasu „za" ekranem. Powinni, przede wszystkim, oni mieć możliwość wypowiedzenia się na temat:

- typu i kolorystyki ekranu,
- materiałów z jakich będzie wykonany ekran,
- zastosowania monolitycznej jednorodnej formy nieprzeźroczystej, przeźroczystej lub ekranu z przeźroczystymi oknami,
- kompozycji ekranu z krajobrazem,
- maskowania ekranu jako elementu sztucznego dla krajobrazu przez zieleń pod różną postacią lub ewentualnie inny środek np. wał ziemny.

Konsultacje ułatwiają fotografie z fotomontażem ekranów.

Pierwsza fotografia rys.11a przedstawia budynek przewidziany do ekranowania zlokalizowany przy drodze w stanie istniejącym. Fotografia druga (rys.11b) oraz fotografie rys.12b i rys.13b przedstawiają widoki z budynku w kierunku drogi.

Przy projektowaniu warto się wspomagać studiami nad estetyką rozwiązania. Do wyboru jest szeroki wachlarz materiałów, z których wykonywane są ekrany, tak więc można dobierać kolor i materiały w zależności od miejsca wbudowania. Dobrą ilustracją do tych rozważań będą obrazy wariantów z różnymi typami ekranu wkomponowane w obraz stanu istniejącego. Oprócz doboru koloru można również manipulować kształtem i materiałem do wykonania ekranu.

Rys. 11a. Budynek w stanie istniejącym – widok od strony drogi

Rys. 11b. Widok od strony budynku w kierunku drogi – stan istniejący

Rys. 12a. Wariant I – widok z drogi – ekran przezroczysty

Rys. 12b. Wariant I – widok na drogę – ekran przezroczysty

Rys. 13a. Wariant III – widok z drogi – ekran betonowy

Rys. 13b. Wariant III – widok na drogę – ekran betonowy

3.4. Problemy techniczno-budowlane przy budowie ekranów akustycznych

Spośród wielu sposobów (planistycznych i projektowych) i środków redukcji hałasu, ekrany akustyczne są środkiem najczęściej stosowanym, najbardziej efektywnym, a zarazem budzącym wiele zastrzeżeń natury estetycznej i psychologicznej. W ostatnich latach w Polsce wytworzyła się niemal monokultura ekranów akustycznych, zapomina się o poprawnej lokalizacji zabudowy wrażliwej na hałas w stosunku do drogi i o stosowaniu wielu innych środków redukcji hałasu, lub rozwiązań łączących ekrany akustyczne z innymi środkami i działaniami. Nie bierze się pod uwagę monotonii jazdy w otoczeniu ekranów, co może wpływać na bezpieczeństwo ruchu.

Ekran akustyczny składa się z części, którą dostrzega użytkownik drogi tj. z ekranów odbijających bądź pochłaniających dźwięk, względnie ekranów mieszanych, a ponadto z pali, słupów i mocowania słupów, a także z belek podwalinowych. Dodatkowo ekrany mogą posiadać oktagony, zwiększające ich efektywność tłumienia dźwięku oraz strzemiona, które podtrzymują zieleń zakładaną na ekranach.

W dobrych warunkach atmosferycznych, przy dobrze wykonanym i zagęszczonym korpusie drogi wraz z podłożem poboczy i skarp, wykonanie ekranów akustycznych nie sprawia większych problemów. Problemy powstają w przypadkach:

a. niezakończenia budowy części przekroju poza jezdnią lub niewłaściwej technologii wykonania tej części drogi co charakteryzuje się:
   - świeżym, nie w pełni zagęszczonym podłożem pod poboczami i skarpami nasypów (dosypywanie gruntu),
   - nie w pełni zagęszczonym podłożem wykonanym z gruntów ilastych z pustymi przestrzeniami,
   - wykonaniem nasypu z niejednorodnych materiałów gruntowo-kamiennych (skalistych);
b. wystąpienia warunków zimowych w trakcie wykonywania ekranów oraz w okresie występowania wysokiego poziomu wód, co powoduje zalewanie i zamulanie zbrojenia w okresie realizacji ekranów;
c. nierównomiernego osiadania słupów powodowanego ww. przyczynami, co powoduje wyginanie się płaszczyzn ekranów.

W ww. przypadkach występują trudności w efektywnym i bezpiecznym stosowaniu sprzętu mechanicznego wobec nierówności i nawodnienia części korpusu, rowu i przeciwskarp.

Warunki zimowe i konieczność odśnieżania pługami powodują niszczenie części ekranu tłumiącej hałas przez uderzenia mokrym śniegiem i sól drogową, co ma miejsce przy niskich temperaturach. Zatem trudno jest pogodzić tłumienie hałasu (porowata powierzchnia ekranu z warunkami zimowego utrzymania) ponieważ elementy dźwiękochłonne ulegają korozji i zniszczeniom mechanicznym oraz związanym z cyklami zamrażanie/rozmrażanie. Wypełnienie ekranów musi być zatem odporne na trudne zimowe warunki drogowe. Wskazane jest stosowanie materiałów o wysokiej wytrzymałości mechanicznej i na zasolenie w warunkach zimowych.

4. PROBLEMY Z ODDZIAŁYWANIEM DRGAŃ ZWIĄZANYCH Z RUCHEM I ROBOTAMI BUDOWLANYMI NA ZABUDOWĘ

Drgania budynków zlokalizowanych przy drodze lub ulicy są wymuszeniem o charakterze kinematycznym, to jest ruchem podłoża pod budynkiem, spowodowanym drganiami docierającymi do budynku. Drgania drogowe zalicza się do tzw. drgań parasejsmicznych, tj. drgań wywoływanych działalnością człowieka. Mogą one być wywołane ruchem drogowym lub robotami drogowymi, które generują wystąpienie sił bezwładności dodatkowo obciążających konstrukcję budynku (poza działaniami statycznymi). Odpowiedź budynku na takie wymuszenie jest wyrażona w formie przemieszczeń, sił przekrojowych i innych wielkości. Problemy związane z drganiami drogowymi zostały przedstawione m.in. w publikacjach [10,12].

Najczęściej do oceny wpływu drgań na obiekt wystarczą informacje o maksymalnych wartościach tych wielkości. Wartości te łącznie z wynikającymi z innych oddziaływań powinny spełniać normowe wymagania odnoszące się do wytrzymałości, sztywności i stateczności elementów konstrukcyjnych analizowanych budynków. Wymienione oddziaływania powinny również spełniać wymagania wynikające z użytkowania budynku. Warunki te są określone w normach projektowania konstrukcji budowlanych: żelbetowych, stalowych, drewnianych i innych oraz w normach dotyczących użytkowania budynków (np. zawierających warunki opisujące komfort w zakresie drgań) [10,12].

Diagnostyka wpływu drgań na środowisko obejmuje ocenę wpływu drgań na budynki i ludzi w budynkach, co oznacza zapewnienie ludziom przebywającym w budynkach odpowiedniego komfortu wibracyjnego [10,12]. W niektórych przypadkach ocenia się także wpływy na urządzenia wrażliwe na drgania. Zasady diagnostyczne tych ocen są opisane w normach PN-85/B-023170 i PN-88/B-02171.

W wielu przypadkach projektowych i diagnostycznych kryterium wpływu drgań na ludzi w budynkach może mieć decydujące znaczenie przy ocenie przyjętych rozwiązań technicznych, bowiem poziom progu odczuwalności drgań przez ludzi jest na ogół znacznie niżej usytuowany niż granica odczuwalności drgań przez konstrukcję budynku.

W budynkach ocenom podlegają drgania pomierzone w wyznaczonych punktach konstrukcji. Analizę taką można także prowadzić z zastosowaniem obliczeń symulacyjnych.

Oddziaływania dynamiczne na budowle mogą być analizowane w projektowaniu drogi lub budynku i w diagnostyce stanu istniejącego. W analizach prowadzonych w projektowaniu na podstawie prognozowanych oddziaływań na budynek oraz warunków dotyczących nośności i użytkowania wyznacza się parametry projektowanego obiektu, który powinien przenieść prognozowane oddziaływania bez naruszenia zadanych warunków dotyczących konstrukcji. W diagnozowaniu stanu istniejącego dane są zazwyczaj: obiekt np. budynek mieszkalny lub obiekt zabytkowy i jego stan techniczny oraz kryteria diagnostyczne. W takiej sytuacji diagnoza powinna odpowiedzieć na pytanie: czy istnieje związek przyczynowo-skutkowy pomiędzy stanem technicznym badanego obiektu, a mającymi miejsce oddziaływaniami, które są wywoływane przez przejazdy środków transportu i pojazdów komunikacji zbiorowej po drogach lub ulicach.

W wyniku sporządzenia diagnozy uzyskuje się informację o wpływie drgań drogowych na odbiornik drgań, którym jest człowiek przebywający w budynku. Jeśli jest naruszony komfort wibracyjny, wówczas należy rozważyć wprowadzenie środków technicznych zmniejszających drgania do dopuszczalnego poziomu lub poprawę stanu technicznego drogi, a także redukcję lub eliminację ruchu ciężkiego.

Poziom drgań drogowych generowanych przez pojazdy drogowe, zwłaszcza przez pojazdy ciężarowe i autobusy zależy od następujących czynników:

a. natężenia ruchu i struktury rodzajowej pojazdów, w tym głównie natężenia ww. pojazdów,
b. obciążenia ww. pojazdów (załadowania pojazdów),
c. prędkości ruchu
d. stanu nawierzchni, a konkretnie nierówności nawierzchni jezdni (np. po przekopach jezdni)
e. odległości budynku od jezdni (pasa ruchu),
f. rodzaju i stanu podłoża pomiędzy źródłem drgań a budynkiem, w którym następuje propagacja drgań (rodzaj gruntu, warunki wodne) i ewentualne przegrody w gruncie,
g. rodzaj i stan budynku odbierającego drgania (konstrukcja i sposób posadowienia budynku, cechy dynamiczne konstrukcji, częstotliwość tłumienia i drgań własnych).

Zasięg wpływów dynamicznych sięga 15–25 m od drogi/ulicy.

5. PRZEJŚCIA DLA ZWIERZĄT

5.1. Funkcje przejść

Jedną z ekologicznych konsekwencji rozwoju liniowej infrastruktury drogowej, jaką obok linii kolejowych są budowane drogi, zwłaszcza drogi wyższych klas technicznych, jest ograniczenie

swobodnego przemieszczania się zwierząt. Przy przekraczaniu tam, gdzie jest to możliwe dróg takich jak autostrady, drogi ekspresowe i inne drogi krajowe, giną zwierzęta, ale kolizje pojazdów z dużymi zwierzętami powodują także groźne wypadki drogowe. Jest to jeden z dwóch powodów, dla których drogi są ogradzane, co pogłębia fragmentację siedlisk. Wprawdzie w skali kraju liczba zabijanych na drogach zwierząt jest niewielka w stosunku do skutków działania kłusowników, ale chodzi tu jednak o różne populacje.

Drogi powodują fragmentację siedlisk na mniejsze, pomiędzy którymi poruszanie jest utrudnione, lub nawet niemożliwe. Ta fragmentacja środowiska prowadzi do [11]:

- izolacji populacji i terenów siedliskowych fauny,
- ograniczenia możliwości wykorzystywania areałów osobniczych zwierząt przez zahamowanie migracji związanych ze zdobywaniem pożywienia, dostępem do miejsc rozrodu,
- ograniczenie migracji i wędrówek dalekiego zasięgu oraz rozprzestrzeniania się gatunków i kolonizacji nowych siedlisk – powstałych np. w wyniku kompensacji,
- ograniczanie zmienności genetycznej w ramach populacji,
- zamierania lokalnych populacji wskutek obniżenia się różnorodności biologicznej obszarów rozciętych drogami.

Przejścia spełniają dwie podstawowe funkcje ekologiczne:

- stwarzają warunki umożliwiające bytowanie gatunków i osobników, których siedliska przecina ruchliwa droga, zwierzęta mogą mieć możliwość korzystania z całego areału siedliskowego podzielonego przez drogę,
- umożliwiają migracje, wędrówki i dyspersje osobnikom przemieszczającym się na duże odległości (dotyczy to w dużej mierze ssaków drapieżnych).

Zasady planowania przejść dla zwierząt i stosowania innych działań minimalizujących ich śmiertelność na poszczególnych etapach decyzji administracyjnych dla dróg oraz wyznaczanie lokalizacji przejść dla zwierząt zostały przedstawione w poradniku [11]. Poradnik ten opisuje zasady projektowania przejść dla zwierząt, a ponadto projektowanie otoczenia, ogrodzeń ochronnych i innych urządzeń skutkujących tym, że przejścia są bardziej przyjazne zwierzynie i chętniej wykorzystywane.

5.2. Charakterystyka przejść

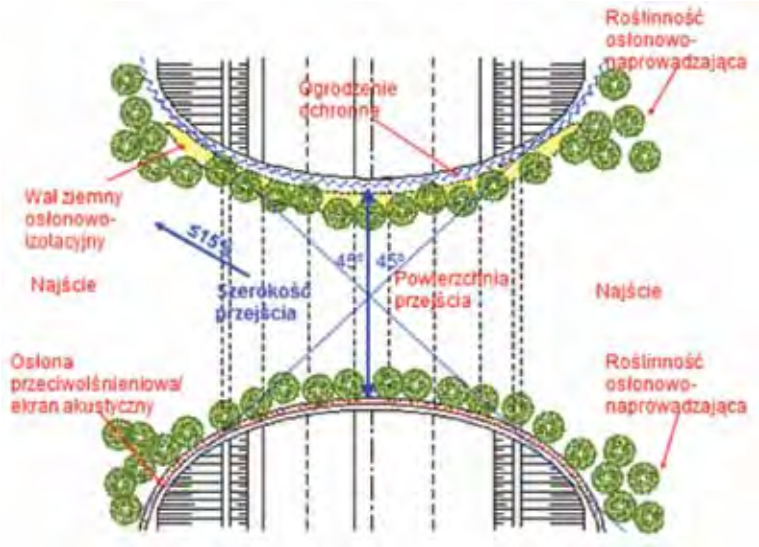
W decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach (DŚU) i w raporcie o oddziaływaniach na środowisko (ROŚ) dla przedsięwzięć drogowych wymagających OOŚ, a także w PnB lub w ZRID kiedy potrzebna jest ponowna ocena ROŚ należy m.in. uwzględnić:

- lokalizację i parametry przejść dla zwierząt dużych, średnich i małych (w tym płazów),
- środki związane z minimalizacją bariery psychofizycznej – głównie ekrany akustyczne i przeciwolśnieniowe,
- roślinność osłonową i naprowadzającą (aranżacja dojścia),
- zagospodarowanie powierzchni i otoczenia przejść,
- ogrodzenia ochronne i naprowadzające dla dużych, średnich i małych zwierząt – dla ograniczenia liczby kolizji i śmiertelności zwierząt.

5.3. Rodzaje przejść

W opracowaniach ekologicznych w zależności od przeznaczenia, wymiarów i innych cech szczególnych rozróżnia się przejścia

a. krajobrazowe, a w nich:
   - przejścia górne (nad drogą) duże, lejkowate, o szerokości > = 50 m, przy stosunku szerokości do długości > 0,8,
   - przejścia górne duże (tunele drogowe) o szerokości > 200 m,
   - przejścia dolne duże (pod estakadą) o minimalnej wysokości powierzchni terenu 5 m,
b. przejścia po powierzchni drogi - przy natężeniu ruchu <10tys. P/24h, a dla małych zwierząt przy natężeniu < 500 P/24h.
c. przejścia górne dla dużych zwierząt, lejkowate o szerokości min. 35 m.



Rys. 14. Podstawowe elementy i charakterystyka przejścia górnego dla zwierząt [11].

5.4. Cechy konstrukcyjne przejść

W dotychczasowej praktyce dla dużych i średnich zwierząt stosuje się zazwyczaj przejścia górne. Przejścia te mają charakter specyficznych konstrukcji mostowych, które muszą spełniać następujące warunki:

a. muszą być dostosowane do obciążeń mokrego gruntu i gleby, które stanowią wypełnienie konstrukcji o przekroju zbliżonym do „wanny" gdzie utrzymuje się poziom wody umożliwiający wegetację roślinności, którą pokryty jest ekodukt, a w przypadku kiedy ekoduktem jest prowadzona droga leśna również obciążenie od kilku załadowanych pojazdów,
b. izolacja obiektu powinna być szczelna, uniemożliwiać przesiąkanie wody i korozję konstrukcji,
c. bardzo ważna jest minimalizacja czasu budowy przejścia z uwagi na zachowanie przez zwierzynę dotychczasowych tras wędrówek oraz minimalizacja dewastacji terenu w otoczeniu przejścia,
d. konstrukcja obiektu powinna zapewniać skrajnię dla pojazdów poruszających się po drodze,

e. kształt obiektu powinien zapewnić możliwość korzystnego dla zwierząt naprowadzenia do obiektu, zbudowania ekranów akustycznych na obiekcie oraz założenia ogrodzeń uniemożliwiających przejście przez jezdnię w pobliżu obiektu. Należy unikać zbędnych wycięć drzew w otoczeniu placu budowy.

Ze względu na optymalizację naprowadzenia dojścia na ekodukt i minimalizację kosztów budowy buduje się ekodukty w kształcie lejkowatym.

Krótki czas budowy przejścia zapewniają konstrukcje z blach falistych. Konstrukcje podatne z blach falistych często stosowane są do budowy przejść ekologicznych nad i pod drogami kołowymi i kolejowymi. W efekcie powstają obiekty, które są dość dobrze wkomponowane w otoczenie i harmonizują z krajobrazem, a jednocześnie spełniają funkcje techniczne i ekologiczne.

Ważny jest dobór roślinności naturalnej, której skład powinien być zbliżony do tego w otoczeniu ekoduktu, a jej wysokość nie powinna powodować wywrotów drzew. Projektując obiekt z przejściem górą należy pamiętać o silnym nasłonecznieniu i przesychaniu gleby, dlatego powinny być dobierane gleby o dużych zdolnościach akumulacji wody. Dobór roślinności i gleb jest opisany szczegółowo w [11].

5.5. Cechy użytkowe przejść

O efektywności decyduje w dużej mierze jego szerokość, na którą pewien wpływ powinien mieć także zestaw gatunków zwierząt, które mogą z danego przejścia korzystać. W praktyce spotyka się przejścia o szerokościach od 25 do 200 m (w najwęższym miejscu), ale dominują przejścia o szerokościach rzędu 50 m, które wydają się wystarczające dla gatunków mniej wymagających. W Polsce prowadzi się monitoring niektórych przejść.

6. PODSUMOWANIE

Oceny oddziaływania na środowisko umocowane w ustawach i rozporządzeniach doprowadziły do formalnie wymaganego ograniczenia negatywnych oddziaływań określonych inwestycji w tym zwłaszcza inwestycji drogowych. Jest to realizowane w poszczególnych etapach procesu inwestycyjnego. Wieloletnia praktyka doprowadziła do opracowania metod prognozowania oddziaływań i ich prezentacji oraz do wypracowania metod i środków ograniczenia uciążliwości oddziaływań. Równocześnie proces ocen zwiększył wrażliwość ekologiczną środowiska inżynierów budownictwa, dzięki czemu kryteria środowiskowe są uwzględniane już w samym procesie projektowania.

Literatura

Przepisy prawne

[1] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43, poz. 430).

[2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn.12.04.2002 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie

[3] Ustawa z dnia 3 października 2008 r. o udostępnieniu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz o ocenach oddziaływania na środowisko. (Dz.U. 2008 nr 199 poz. 1227)

[4] Rozporządzenie Rady Ministrów w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko, z dnia 3.11.2010 r.

[5] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2010 r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko (Dz. U. Nr 213, poz. 1397)

[6] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 października 2012 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku (Dz.U. 2012 poz. 1109.)

[7] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 29 stycznia 2013 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U. 2013 nr 0 poz. 181 Dz.U. 2013 nr 0 poz. 181)

Publikacje i wytyczne

[8] Forman R.T.T. i inni: *Ekologia dróg*, Związek Stowarzyszeń „Polska Zielona Sieć",2009

[9] *Katalog Drogowych Urządzeń Ochrony Środowiska*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów/ GDDKiA Warszawa 2002.

[10] Kawecki J., Stypuła K.: *Zapewnienie komfortu wibracyjnego ludziom w budynkach narażonych na oddziaływania komunikacyjne*, Politechnika Krakowska, Kraków 2013.

[11] Kurek R.T.: *Poradnik projektowania przejść dla zwierząt i działań ograniczających śmiertelność fauny przy drogach*, Stowarzyszenie Pracownia na rzecz Wszystkich Istot, GDOŚ Warszawa 2010

[12] *Metody ochrony środowiska przed hałasem – teoria i praktyka, konferencja naukowo-techniczna*, Zakopane, Edroga, EKKOM 2013.

[13] *Modelling, Measuring and Mitigating Road Traffic Noise*, Austroads Publication No AP-R277/05, Sydney 2005

[14] Pierzchała K.: *Ocena wybranych warunków występujących przy projektowaniu i budowie ekranów akustycznych* II KONFERENCJA OCHRONY ŚRODOWISKA PRZED HAŁASEM KOMUNIKACYJNYM „TRANSNOISE 2013" Zakopane, 23–25 października 2013

[15] *Oceny oddziaływania na środowisko na szczeblu krajowym i regionalnym*, Konferencja nt. Instrumenty Zarządzania Ochroną Środowiska, Konferencja AGH Kraków 2005

[16] Sołowczuk A. praca zbiorowa: *Droga ekspresowa S3 na odcinku Szczecin – Gorzów Wielkopolsk*i, Szczecin 2010

ENVIRONMENTAL IMPACT ASSESSMENTS OF ROAD DESIGNS

Marek IWAŃSKI[1]

TECHNOLOGIE NAPRAWY DRÓG W ASPEKCIE PRAWIDŁOWEGO ROZPOZNANIA KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI

STRESZCZENIE

Proces opracowania technologii remontu czy też modernizacji eksploatowanej nawierzchni jest bardziej złożony niż w przypadku projektowania nowej konstrukcji. W związku z tym projektant powinien posiadać odpowiednie kompetencje w zakresie technologii materiałów i nawierzchni drogowych. Niezbędnym elementem jest również prawidłowe rozpoznanie stanu istniejących warstw konstrukcyjnych. Brak wiedzy w tym zakresie powoduje przyjmowanie nieprawidłowych rozwiązań, które w skrajnych przypadkach weryfikowane są już na etapie wykonawstwa prac remontowych. Przedstawione w opracowaniu przykłady dotyczące błędnego rozpoznania rodzaju podbudowy i charakteru spękań poprzecznych konstrukcji nawierzchni oraz rozpoznania przekroju poprzecznego remontowanych odcinków dróg były przyczyną przyjęcia nieprawidłowych technologii ich naprawy, które ujawniły się już na etapie prowadzonych prac drogowych.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcja nawierzchni, metodyka, technologia, wymagania, odkrywka

1. WSTĘP

Projektowanie nowych konstrukcji nawierzchni dróg wykonywane jest zgodnie z zasadami przedstawionymi w Rozporządzeniu Nr 430 Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytu-

[1] dr hab. inż., prof. PŚk, Marek Iwański, iwanski@tu.kielce.pl – Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury

owanie [1]. Metodyka procesu wyznaczania rodzaju warstw konstrukcyjnych oraz ich grubości jest jednoznaczna.

Natomiast projektowanie technologii remontów lub modernizacji eksploatowanych konstrukcji nawierzchni jest procesem bardziej złożonym, który nie jest regulowany państwowymi dokumentami prawnymi. Najczęściej wykorzystywane są zasady przedstawione w „Katalogu wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych" opracowanym przez IBDiM [3].

Postępowanie jednak zgodnie z [3] wymaga od projektanta bardzo dobrej znajomości technologii materiałów i nawierzchni drogowych co jest związane z koniecznością rozpoznania przyczyn powstałych uszkodzeń eksploatowanych nawierzchni drogowych. Nieprawidłowa bowiem ocena występujących procesów destrukcyjnych w konstrukcji nawierzchni powoduje przyjęcie niewłaściwych technologii naprawy, które nie tylko nie poprawią jej stanu technicznego lecz mogą nawet przyczynić się do jego pogorszenia.

W celu prawidłowego rozpoznania stanu istniejącej konstrukcji nawierzchni niezbędne jest dokonanie oceny jej nośności, parametrów eksploatacyjnych (równość podłużna, szorstkość, głębokość koleiny itp.), ustalenie grubości warstw konstrukcyjnych i jakości wbudowanych materiałów konstrukcyjnych. Oczywiście zakres rozpoznania uzależniony jest od powstałych uszkodzeń na nawierzchni.

Niestety dość często zdarza się, że projektanci nie przestrzegają ogólnie przyjętych zasad postępowania w przypadku opracowywania projektów remontu lub modernizacji konstrukcji nawierzchni co w konsekwencji prowadzi do opracowania błędnych technologii. Przyczyną tego stanu rzeczy jest przede wszystkim brak doświadczenia technologicznego oraz bardzo często niewielkie nakłady na badania terenowe i laboratoryjne, które powodują nieprawidłowe rozpoznanie konstrukcji nawierzchni. Należy zaznaczyć, że problem ten dotyczy zarówno dróg krajowych jak również powiatowych i gminnych.

W opracowaniu przedstawiono skrajne przykłady nieprawidłowo opracowanych technologii napraw eksploatowanych nawierzchni dróg w czasie realizacji których, nie tylko, że pojawiły się ponownie uszkodzenia, ale nawet się one pogłębiły.

2. DIAGNOSTYKA SPĘKAŃ ODBITYCH W KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI

Zgodnie z zebranymi informacjami warstwę wiążącą o grubości 5,0 cm na długości drogi 2275 mb wykonano w dniach od 21 do 23 listopada 2005 roku. Natomiast na wiosnę 2006 roku na całej szerokości wykonanej warstwy pojawiły się w dużej ilości spękania poprzeczne.

W celu określenia przyczyny powstawania spękań poprzecznych na całej szerokości warstwy wiążącej przedmiotowej drogi opracowano program badawczy, który składał się z następujących etapów:

- oceny makroskopowej warstwy wiążącej przebudowywanej drogi gminnej,
- rozpoznania konstrukcji nawierzchni oraz podłoża gruntowego przedmiotowej drogi,
- studiów dokumentacji technicznej projektu przebudowywanej drogi,
- opracowania wniosków.

2.1. Wykonanie badań rozpoznawczych

W dniu 14 lipca 2006 roku dokonano wizji lokalnej przedmiotowej drogi, podczas której poddano ocenie makroskopowej jej warstwę wiążącą wykonaną z betonu asfaltowego. Stan powierzchni

warstwy wiążącej po okresie zimy i eksploatacji jej przez ponad 7 miesięcy był bardzo dobry. Stwierdzono jedynie występowanie licznych spękań poprzecznych na całej jej szerokości warstwy, które były bardzo wyraźnie widoczne. Jedno z takich spękań przedstawiono na fotografii 1.

Fot. 1. Widok spękania poprzecznego na warstwie wiążącej przebudowywanej drogi

Spękania poprzeczne występowały na warstwie wiążącej wykonanej z betonu asfaltowego od prawego do lewego pobocza. Szerokość spękań była zróżnicowana od tylko widocznego spękania do szerokości od 2 do 3 mm. Należy zaznaczyć, że w obrębie niektórych spękań uwidaczniało się powstawanie również ubytków betonu asfaltowego (fot.2).

Fot. 2. Widoczne spękanie porzeczne z wykruszeniem betonu asfaltowego warstwy wiążącej

Na podstawie dokonanej inwentaryzacji określono, że na przedmiotowej nawierzchni (warstwie wiążącej) występuje 50 spękań poprzecznych, występują w rozstawie średnio co 30–40 m. Dokonano szczegółowej ich inwentaryzacji z uwzględnieniem stopnia rozwarcia spękania.

Istotnym elementem ustalenia przyczyn powstania spękań poprzecznych na warstwie wiążącej przedmiotowej drogi było dokonanie rozpoznania konstrukcji nawierzchni oraz rodzaju gruntu podłoża. W tym celu wykonano odwierty na nawierzchni, zarówno w miejscach w których powstały spękania jak również w miejscach gdzie spękania nie wystąpiły. Pobrane próbki

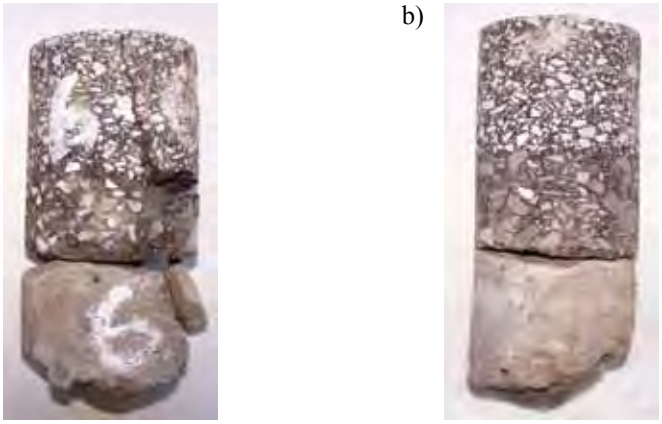
w miejscach spękań poprzecznych występujących na warstwie wiążącej oznaczano cyframi arabskimi a w miejscach gdzie spękania nie występowały oznaczono cyframi rzymskimi. Losowo pobrano siedem próbek w miejscu gdzie występowało spękanie poprzeczne na warstwie wiążącej i cztery w miejscu gdzie spękania nie było. Dokonano szczegółowej ich inwentaryzacji.

Wykonanie odwiertów w miejscach spękań (fot. 3) pozwoliło dokładniej rozpoznać wpływ konstrukcji nawierzchni, a zwłaszcza jej podbudowy na zaistniałe zjawisko.

Fot. 3. Wykonanie odwiertu w miejscu występowania spękania poprzecznego na nawierzchni

Podczas pobierania próbek stwierdzono, że pod warstwami asfaltowymi konstrukcji nawierzchni znajduje się podbudowa, która została wykonana z materiału zawierającego w swoim składzie cement, jest to najprawdopodobniej chudy beton lub grunt stabilizowany cementem. W miejscach spękań poprzecznych warstwy wiążącej po wykonaniu odwiertu okazało się, że warstwy asfaltowe są pęknięte od dołu do góry oraz spękana jest również warstwa podbudowy co przedstawiono na fotografii 3a i 4. Natomiast próby pobrane z miejsc nawierzchni nie wykazujących spękań poprzecznych nie są spękane w obrębie warstw asfaltowych oraz podbudowy, co przedstawiono na fotografii 3b i 5.

a) b)



Fot. 3. Próby pobrane z konstrukcji nawierzchni ocenianej drogi: a) w miejscu spękania poprzecznego na warstwie wiążącej, b) w miejscu bez spękania poprzecznego na warstwie wiążącej

Fot. 4. Próba pobrana w miejscu spękania warstwy wiążącej (próba Nr 6)

Fot. 5. Próba pobrana w miejscu bez spękania warstwy wiążącej (próba Nr VI)

Należy zaznaczyć, że pobrane próby sąsiadowały ze sobą, różnica polegała tylko na miejscu ich pobrania (warstwa wiążąca spękana lub bez spękania).

Dokonana ocena pozyskanych prób pozwoliła stwierdzić, że w miejscu spękania warstwy wiążącej wykonanej z betonu asfaltowego, spękanie występuje również w całym przekroju zarówno warstw asfaltowych jak i podbudowy wykonanej z chudego betonu. Natomiast próby pobrane w miejscach, w których warstwa wiążąca nie była spękana są całe oraz podbudowa nie jest spękana.

Na podstawie rozpoznania stwierdzono, że w podłożu występują piaski drobnoziarniste o współczynniku różnoziarnistości k = 3,2.

Reasumując można sformułować wniosek, że przyczyną powstawania spękań na nowo wykonanej warstwie wiążącej z betonu asfaltowego jest występowanie spękań w warstwie podbudowy. Spękania z warstwy podbudowy przekazują się na warstwy asfaltowe konstrukcji nawierzchni. Zjawisko takie jest powszechnie znane w praktyce drogowej i przyczyną jego jest podbudowa zawierająca w swoim składzie cement.

2.2. Studia dokumentacji technicznej projektu przebudowywanej drogi

Na podstawie dokonanej analizy projektu można było stwierdzić, że opis techniczny projektu przebudowy przedmiotowej drogi nie zawiera inwentaryzacji stanu istniejącej drogi przeznaczonej do przebudowy. Natomiast jedyna informacja dotycząca konstrukcji istniejącej drogi zawarta była na rysunku przekroju konstrukcji nawierzchni, na którym również zaznaczono

przewidziany projektem zakres prac. Na podstawie tego rysunku można wnioskować, że istniejąca konstrukcja nawierzchni wykonana była z warstw bitumicznych i podbudowy tłuczniowej. Jak wspomniano wcześniej na podstawie wykonanych własnych badań (odwiertów) jednoznacznie stwierdzono, że podbudowa jest wykonana z innego materiału niż tłuczeń.

Zastanawiający jest również fakt, że projektant dokonując wizji lokalnej przedmiotowej drogi na etapie wykonywania projektu jej przebudowy nie zauważył, jakiego charakteru uszkodzenia występują na jej powierzchni, tj. spękania poprzeczne nawierzchni asfaltowej. Spękania takie są widoczne na pobranych próbach, odwzorowane były więc one również na nawierzchni.

2.3. Zalecenia

Na podstawie dokonanej oceny makroskopowej warstwy wiążącej przebudowywanej drogi, analizy stanu konstrukcji nawierzchni (rozpoznania rodzaju podbudowy oraz podłoża gruntowego) oraz analizy dokumentacji projektowej przedmiotowej drogi stwierdzono, że przyczyną występowania spękań poprzecznych na nowo wykonanej warstwie wiążącej jest niewłaściwe rozpoznanie konstrukcji istniejącej nawierzchni oraz nieprawidłowe rozpoznanie przyczyn powstania tego typu uszkodzeń na istniejącej nawierzchni.

Prawidłowe rozpoznanie konstrukcji nawierzchni eksploatowanej drogi a zwłaszcza w zakresie rodzaju jej podbudowy oraz uwzględnienie rodzaju uszkodzeń powstałych na jej powierzchni (spękań poprzecznych) pozwoliłoby w odpowiedni sposób opracować technologię jej przebudowy.

Zastosowanie w ramach przebudowy istniejącej drogi tylko dwóch warstw asfaltowych tj. warstwy wiążącej o grubości 5 cm i warstwy ścieralnej o grubości 4,0 cm wykonanych z betonu asfaltowego nie zapewniło poprawy stanu nawierzchni przedmiotowej drogi i likwidacji spękań poprzecznych. O czym może świadczyć powstanie już spękań poprzecznych na nowo wykonywanej warstwie wiążącej.

Należy również zaznaczyć, że wykonanie na warstwie wiążącej ze spękaniami poprzecznymi warstwy ścieralnej w bardzo szybkim okresie czasu spowoduje pojawienie się na niej również spękań poprzecznych jako odwzorowania spękań z warstwy niżej leżącej.

3. NIEJEDNORODNOŚĆ PODBUDOWY PRZYCZYNĄ DEFORMACJI TRWAŁYCH

Badania i ocenę stanu warstwy wiążącej, na której po jednym dniu po oddaniu do ruchu tymczasowego pojawiły się deformacje trwałe na odcinku drogi krajowej stanowiącej przejście przez teren zabudowany wykonano w okresie letnim 2012 roku.

Dokumentację stanowił kosztorys ofertowy z którego wynikało, że na przedmiotowym odcinku drogi w ramach prac drogowych po sfrezowaniu 8 cm istniejącej nawierzchni na jezdni lewej należało wykonać warstwę wiążącą z betonu asfaltowego AC 16 W o grubości 6 cm oraz warstwę ścieralną z mieszanki SMA o grubości 4 cm. Przedstawiony został również wynik badań betonu asfaltowego AC 16 W 35/50 pobranego z wykonanej warstwy wiążącej przedmiotowej nawierzchni, który w zakresie analizy sitowej agregatu mineralnego i asfaltu spełnia wymagania specyfikacji Nr D.05.03.05 z uwzględnieniem dopuszczalnych odchyleń od zatwierdzonej przez Inwestora recepty.

Należy zaznaczyć, że wykonywanie prac związanych z wymianą warstw bitumicznych może doprowadzić do naruszenia stabilności konstrukcji nawierzchni w wyniku obniżenia czasowej

ich nośności w okresie frezowania. Może pojawić się również zjawisko deformacji warstw niżej leżących w wyniku oddziaływania na nie wysokiej temperatury w czasie wbudowywania nowej warstwy asfaltowej. Planując więc remont nawierzchni bitumicznej należy uwzględnić możliwość wystąpienia intensyfikacji zaistnienia zjawisk, które do czasu prac remontowych występowały w małym zakresie lub były niedostrzegalne.

W związku z tym, w celu prawidłowego wykonania prac remontowych nawierzchni bitumicznej należy przede wszystkim kierować się zasadami technologicznymi przedstawionymi w [3], które w pierwszej kolejności zalecają ocenę stanu powierzchniowego istniejącej konstrukcji wraz z badaniem odpowiednich właściwości materiałowych oraz ocenę nośności konstrukcji. Postępowanie zgodne z [3], którego efektem jest opracowanie prawidłowego zakresu wymaganych prac remontowych nawierzchni bitumicznej zapewni wówczas osiągnięcie założonego sukcesu.

3.1. Ocena stanu nawierzchni

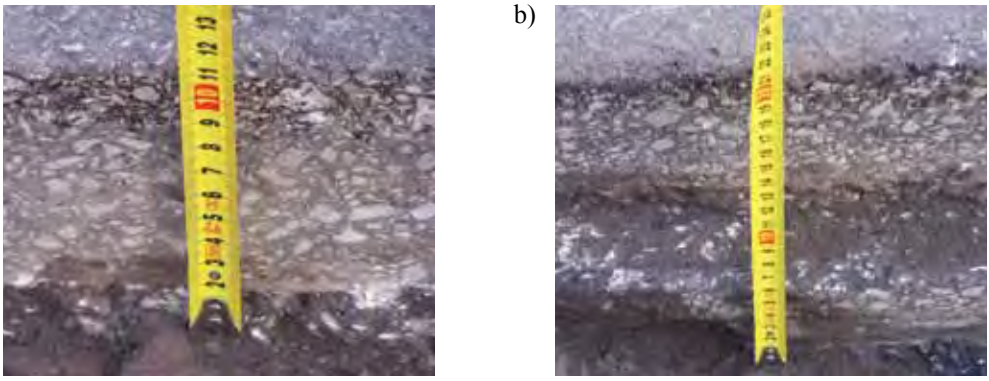
W czasie wykonywania prac badawczych, w pierwszej kolejności dokonano oceny makroskopowej przedmiotowej nawierzchni w dniu 27 lipca 2012 roku. Stwierdzono występowanie na jezdni lewej kolein o zmiennej głębokości w prawym i lewym śladzie koła. Należy zaznaczyć, że obok prawego śladu koła na nawierzchni od pewnego kilometrażu utworzył się duży garb o wysokości średnio 35 mm, który przedstawiono na fotografii 6.

Fot. 6. Garb na nawierzchni obok prawego śladu koła na nawierzchni drogi

Natomiast głębokość w koleinie w prawym śladzie koła na nawierzchni wynosiła 35 mm a w śladzie lewym koła głębokość koleiny wynosiła 4 mm.

W celu ustalenia przyczyny powstania koleiny w prawym śladzie koła na nawierzchni wykonano odkrywkę na całej szerokości lewej jezdni. Stwierdzono występowanie nowo wykonanej warstwy wiążącej z betonu asfaltowego o grubości 9,5 cm oraz istniejącej warstwy bitumicznej o grubości 6,5 cm (fot. 7). Z warstwy tej pobrano próbę do oceny składu ramowego mieszanki mineralno-asfaltowej a zwłaszcza określenia ilości lepiszcza bitumicznego.

a) b)



Fot. 7. Remontowana konstrukcja nawierzchni, a) grubość nowej warstwy wiążącej, b) układ istniejącej warstwy konstrukcyjnej oraz nowej warstwy wiążącej

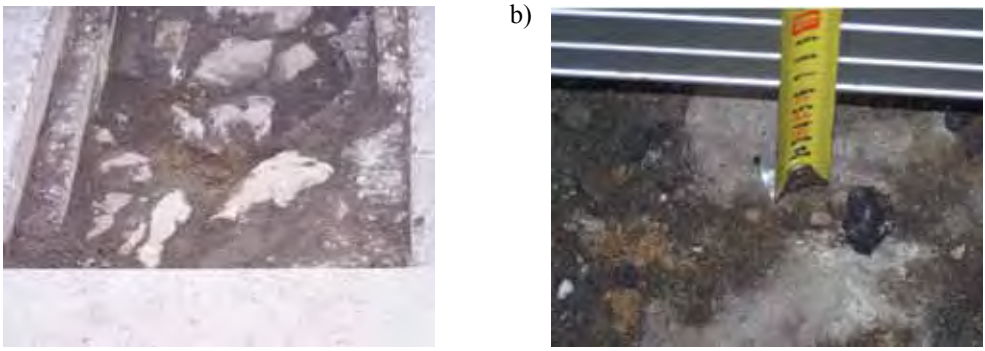
Natomiast pod istniejącą warstwą bitumiczną stwierdzono, że konstrukcja nawierzchni jest niejednorodna i składa się ona z warstwy bitumicznej oraz poszerzenia wykonanego z bruku – kamienia polnego (fot. 8). Szerokość poszerzenia (warstwa podbudowy z bruku – kamienia polnego) wynosi około 1,5 m.

Fot. 8. Występowanie niejednorodnej podbudowy składającej się z warstwy bitumicznej oraz na poszerzeniu z podbudowy z bruku

Podczas oceny makroskopowej warstwy podbudowy z bruku stwierdzono występowanie znacznego jej zapadnięcia, które zlokalizowane jest w miejscu śladu prawego koła pojazdu na nawierzchni. Maksymalna głębokość występującego zagłębienia warstwy podbudowy z brukowca wynosi 6 cm.

Należy zaznaczyć, że pod warstwą z mieszanki mineralno-asfaltowej powierzchniowo wypełniającej odstępy pomiędzy brukowcami występował grunt (w stanie wilgotnym), co jest widoczne na fotografii 9.

a) b)



Fot. 9. Widok podbudowy z bruku polnego, a) zaniżenie podbudowy w śladzie koła pojazdu na nawierzchni, b) zaniżenie na głębokość 6 cm.

Stwierdzono, że w miejscu zapadnięcia się podbudowy z bruku występuje zaniżenie istniejącej warstwy bitumicznej i nowej warstwy wiążącej z betonu asfaltowego na głębokość 35 mm - utworzyła się koleina, która jest koleiną strukturalną (fot.10).

Fot. 10. Powstanie koleiny strukturalnej w miejscu zaniżenia podbudowy z bruku

Powstała koleina w prawym śladzie koła na nawierzchni jezdni lewej jest wynikiem odkształcenia podbudowy kamiennej (na poszerzeniu) istniejącej konstrukcji nawierzchni oraz zbyt cienkich warstw asfaltowych (4 cm nowa warstwa ścieralna z SMA, 8–9 cm nowa warstwa wiążąca z betonu asfaltowego i 6,5 cm istniejąca warstwa z betonu asfaltowego). Konstrukcja nawierzchni jezdni lewej nie posiada wymaganej nośności i efektem tego jest powstanie koleiny strukturalnej na nawierzchni bitumicznej. W związku z tym niezbędne jest doprowadzenie grubości konstrukcji jezdni lewej do grubości wymaganej przez [1, 2] tak, aby mogła ona przenieść ruch KR5.

Zgodnie z [1, 2] konstrukcja nawierzchni przenosząca ruch KR5 powinna być następująca:

- warstwa ścieralna z betonu asfaltowego o grubości 5,0 cm,
- warstwa wiążąca z betonu asfaltowego o grubości 8,0 cm,
- warstwa podbudowy zasadniczej z betonu asfaltowego o grubości 20 cm,

czyli łącznie 33 cm a po dokonaniu remontu zgodnie z przyjętymi założeniami grubość konstrukcji nawierzchni będzie wynosiła około 20 cm a zatem będzie o 13 cm cieńsza niż jest to wymagane.

W rozpatrywanym przypadku w celu doprowadzenia konstrukcji nawierzchni na poszerzeniu do obowiązujących wymagań należy:

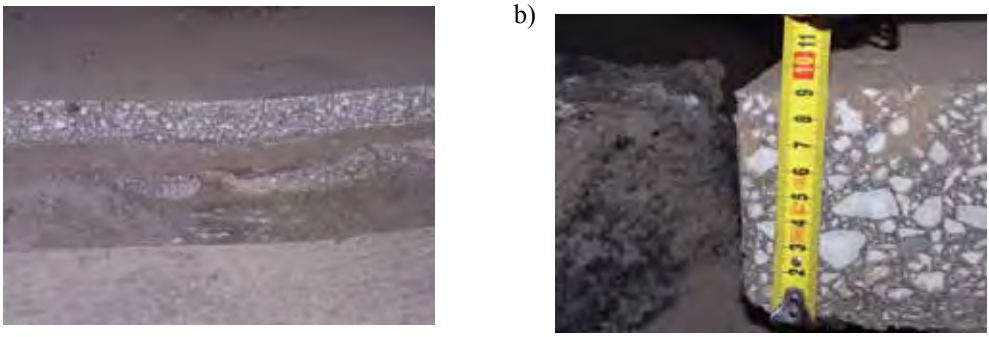
- wykonać warstwy konstrukcyjne metodą „w górę", co związane jest z podniesieniem niwelety nawierzchni,
- wykonać warstwy konstrukcyjne metodą „w dół" co jest związane z rozebraniem konstrukcji nawierzchni na poszerzeniu wraz z wybraniem materiału kamiennego na taką głębokość aby nie zaszła potrzeba podniesienia niwelety projektowanej nawierzchni. Po wybraniu materiału kamiennego należy wyprofilować koryto ziemne, dokonać oceny klasy nośności gruntu. W przypadku kiedy grunt nie będzie klasy G1 należy dokonać jego uzdatnienia zgodnie z wymaganiami [1]. Należy również w celu zapewnienia prawidłowego przenoszenia naprężeń w konstrukcji nawierzchni na połączeniu starej nawierzchni oraz nowej na wysokości podbudowy zamontować siatkę geosyntetyczną zgodnie z wymaganiami [3].

Natomiast koleinę a właściwie powstały niewielki garb o wysokości 4,0 mm w prawym śladzie koła samochodu na nawierzchni należy zfrezować i można wykonywać warstwę ścieralną z mieszanki SMA, ponieważ zgodnie ze Szczegółową Specyfikacją Techniczną dopuszczalna nierówność poprzeczna na warstwie może być do 6,0 mm.

W celu bardziej szczegółowego rozpoznania warstw konstrukcyjnych istniejącej nawierzchni wykonano dodatkową odkrywkę. Należy zaznaczyć, że w tym przekroju nawierzchni koleina w śladzie lewym koła wynosiła 8,0 mm a w śladzie prawym 18,0 mm.

Po wykonaniu odkrywki stwierdzono, że odkształcenia występują zarówno na nowo wykonanej warstwie wiążącej z betonu asfaltowego o grubości około 9,0 cm jak i istniejącej o grubości około 9,0 cm (fot. 11). Z istniejącej warstwy bitumicznej (wiążącej) pobrano próbę w celu oceny składu ramowego budowanej mieszanki mineralno-asfaltowej a zwłaszcza ilości lepiszcza bitumicznego.

a) b)



Fot. 11. Przekrój warstw bitumicznych konstrukcji nawierzchni na jezdni lewej; a) odkształcenie nowej i istniejącej warstwy wiążącej, b) grubość nowej warstwy wiążącej 9 cm

Natomiast pod istniejącą warstwą bitumiczną od strony krawędzi jedni na szerokości około 1,0 m występuje materiał kamienny przemieszany z gruntem. W celu oceny jego uziarnienia pobrano próbę, którą poddano analizie granulometrycznej.

W przekroju poprzecznym nawierzchni obok materiału kamiennego występuje najprawdopodobniej warstwa z chudego betonu o grubości 4,0 cm a pod nią warstwa bitumiczna o grubości około 4 cm a pod nią znowu materiał sztywny – chudy beton lub grunt stabilizowany cementem. Taki układ warstw konstrukcyjnych świadczy o wykonywaniu w czasie eksploatacji tej nawierzchni różnych prac naprawczych (remontów cząstkowych) w celu zapewnienia jej odporności na powstawanie deformacji plastycznych.

Zaobserwowano również w czasie oczyszczania warstwy podbudowy z chudego betonu, że na jej powierzchni pojawił się płynny bitum (fot. 12), który może przyczyniać się do uplastycznienia istniejącej warstwy wiążącej i w konsekwencji powodować powstanie kolein na nawierzchni. Należy zaznaczyć, że prace odkrywkowe wykonywano około godz. 21:00, a temperatura otoczenia wynosiła 22°C.

Fot. 12. Płynny bitum na powierzchni warstwy chudego betonu istniejącej konstrukcji nawierzchni

W drugim przekroju konstrukcji nawierzchni występuje podobna sytuacja w zakresie zmienności podbudowy jak w miejscu punktu 1. Jedynie zamiast bruku – kamienia polnego na poszerzeniu wstępuje materiał kamienny – kruszywo przemieszane z gruntem. W związku z tym należy również doprowadzić konstrukcję nawierzchni na powierzchni poszerzenia w tym przekroju do wymaganej grubości warstw konstrukcyjnych zgodnie z [1, 2]. W przypadku koleiny w lewym śladzie opony samochodowej na nawierzchni należy wyprofilować nawierzchnię przez frezowanie i wykonać warstwę ścieralną z mieszanki SMA.

Należy jednak zaznaczyć, że można wykorzystać istniejącą bitumiczną warstwę konstrukcyjną (pod nową warstwą wiążącą) w przypadku kiedy nie zawiera ona dużej ilości lepiszcza bitumicznego i jest odporna na powstawanie odkształceń plastycznych.

3.2. Badania laboratoryjne

W ramach badań laboratoryjnych dokonano rozpoznania składu ramowego mieszanki mineralno-asfaltowej istniejącej starej warstwy wiążącej (próba nr 1 i 2) (tabela 1) oraz materiału kamiennego – kruszywa na poszerzeniu (tabela 2).

Tabela 1. Analiza składu mieszanki mineralno-bitumicznej istniejącej starej warstwy wiążącej

Bok sita, mm	Próba nr 1		Próba nr 2	
	Przechodzi %	Pozostaje %	Przechodzi %	Pozostaje %
22,40				100,0
16,0		100,0	1,0	99,0
11,2	3,6	96,4	3,3	95,7
8,0	4,1	92,3	6,9	88,8
5,6	9,4	82,9	11,9	76,9
4,0	11,6	71,3	11,9	65,0
2,0	15,0	56,3	11,6	53,4
1,0	8,5	47,8	6,6	46,8
0,50	11,4	36,4	6,6	40,2
0,250	17,8	18,6	11,2	29,0
0,125	6,6	12,0	5,0	24,0
0,063	1,3	10,7	9,2	14,8
p. 0,063	10,7		14,8	
Razem	100,0		100,0	
Bitum, %	6,4		8,0	

Skład wbudowanej mieszanki w istniejącą starą warstwę wiążącą znacznie odbiega od wymagań obecnie stawianych mieszankom mineralno-asfaltowym w zakresie uziarnienia a zwłaszcza ilości lepiszcza. Tak duża zawartość lepiszcza może być przyczyną powstania kolein w czasie eksploatacji nawierzchni. Przy czym na podstawie oceny organoleptycznej można stwierdzić, że najprawdopodobniej w tej warstwie znajduje się smoła, która uległa już procesowi starzenia.

W związku z tym, aby w przyszłości uniknąć destrukcji nawierzchni należy na całym przekroju doprowadzić nawierzchnię do konstrukcji zgodnie z [1, 2] nie tylko w zakresie grubości warstw ale również odpowiedniej ich jakości zgodnie z WT 2 z 2010 roku [4].

Tabela 2. Analiza granulometryczna kruszywa z poszerzenia jezdni

Bok sita, mm	Przechodzi, %	Pozostaje, %
31,5		
22,4		100,0
16,0	6,0	94,0

Bok sita, mm	Przechodzi, %	Pozostaje, %
11,2	11,0	83,0
8,0	11,7	71,3
5,6	10,1	61,2
4,0	7,5	53,7
2,0	8,7	45,0
1,0	6,6	38,4
0,50	8,9	29,5
0,250	13,1	16,4
0,125	6,7	9,7
0,063	2,6	7,1
p. 0,063	7,1	
Razem	100,0	

Występujące kruszywo na badanym poszerzeniu konstrukcji istniejącej nawierzchni jest o uziarnieniu do 16,0 mm. Nie odpowiada ono wymaganiom w zakresie tłucznia czy też mieszanki kruszywa stabilizowanego mechanicznie, które obecnie stosowane są na podbudowę pomocniczą konstrukcji nawierzchni. Dodatkowo jak stwierdzono w czasie oceny makroskopowej na drodze zanieczyszczone jest gruntem.

3.3. Zalecenia

Na podstawie oceny makroskopowej, wykonanych odkrywek w przedmiotowej nawierzchni oraz badań laboratoryjnych stwierdzono, że:

- powstała koleina w prawym śladzie opon samochodowych na nawierzchni występuje na poszerzeniu istniejącej nawierzchni wykonanym z bruku (kamienia polnego) lub kruszywa przemieszanego z gruntem,
- w celu zapewnienia prawidłowej pracy konstrukcji nawierzchni na poszerzeniu oraz zapobieżeniu powstawania koleiny należy konstrukcję nawierzchni w tym miejscu wykonać zgodnie z [1, 2] jak dla kategorii ruchu KR5,
- szerokość wykonania nowej konstrukcji nawierzchni na poszerzeniu jak dla ruchu KR5 powinna być ustalana wraz z Inspektorem Nadzoru po dokonaniu frezowania istniejącej warstwy wiążącej i odsłonięciu zakresu poszerzenia [1, 2] jak dla nawierzchni drogi obciążonej ruchem KR5,
- występującą koleinę (nierówność) do 6 mm na lewym lub prawym śladzie opon samochodowych na nawierzchni należy sfrezować i można układać warstwę ścieralną z mieszanki SMA. Należy jednak zaznaczyć, że rozwiązanie takie obarczone jest dużym ryzykiem ponieważ istniejąca bitumiczna stara warstwa wiążąca charakteryzuje się dużą zawartością lepiszcza (6,4%, 8%). W celu zapewnienia prawidłowej pracy nawierzchni w okresie eksploatacji prawidłowe będzie usunięcie tej warstwy i doprowadzenie konstrukcji nawierzchni w całym przekroju poprzecznym do wymaganej przez [1, 2] jak dla ruchu KR5.

4. PODSUMOWANIE

Na podstawie przedstawionych ekspertyz oraz w oparciu o długoletnią praktykę dotyczącą wykonywania ekspertyz w zakresie modernizacji konstrukcji nawierzchni można sformułować następujące wnioski:

- brak odpowiedniej wiedzy fachowej oraz doświadczenia projektantów w zakresie technologii materiałów i nawierzchni drogowych oraz właściwości podłoża gruntowego powoduje opracowywanie niewłaściwych metod ich remontu lub modernizacji,
- podstawą opracowania prawidłowej technologii remontu lub modernizacji konstrukcji nawierzchni jest właściwe rozpoznanie jej stanu w oparciu o analizę przekroju konstrukcyjnego oraz rodzaju gruntu występującego w podłożu,
- ze względu na specyfikę opracowywania dokumentacji projektowej w zakresie remontów lub modernizacji konstrukcji nawierzchni proces projektowy w zakresie technologicznym powinien być jednoznacznie określony w dokumentach normatywnych.

Literatura

[1] Rozporządzenie Nr 430 Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, Dziennik Ustaw Nr 43,

[2] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. IBDiM – 1997,

[3] Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych. IBDiM – 2001,

[4] WT-2 2010. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne. GDDKiA. 2010.

PAVEMENT RENOVATION TECHNOLOGY IN ASPECT OF THE PROPER RECOGNITION OF STRUCTURE ROAD PAVEMENT LAYERS

Wojciech PĘKOWSKI[1]
Andrzej KUŹNIAR[2]

NOWY STANDARD ZAKOTWIEŃ W BETONIE PRZY UŻYCIU KOTEW HILTI HIT HY200

Przełomowa technologia hilti równoczesnego wiercenia i czyszczenia otworów przygotowanych pod montaż kotew chemicznych

W ostatnim czasie firma Hilti wprowadziła na rynek budowlany rewolucyjny system kotwienia chemicznego HIT HY200. Od tej chwili stosowanie tej żywicy wraz z prętem kotwiącym Hilti HIT-Z daje możliwość każdemu wykonawcy montażu zamocowań konstrukcyjnych w betonie, bez koniecznej – jak dotąd – potrzeby czyszczenia otworów.

Czyszczenie otworów w jego tradycyjnej formie jest czynnością, stanowiącą poważne utrudnienie w osadzaniu kotew chemicznych zarówno dla:

- **firm wykonawczych** ze względu na ryzyko montażu kotew/prętów zbrojeniowych w nieprawidłowo oczyszczonych otworach jak i wymogu stosowania specjalnych narzędzi czyszczących typu kompresor, szczotki itp..

Konwencjonalny proces czyszczenia stanowi ok 25-30% czasu trwania całego montażu zamocowania, jego eliminacja jest źródłem poważnych oszczędności czasu i robocizny.

- **projektantów** ze względu na ryzyko popełnienia błędu montażowego na budowie, a co za tym idzie braku gwarancji uzyskania założonych nośności.

Dodatkową zaletą stosowania opisanego systemu jest zapewnienie wysokiego bezpieczeństwa dla zdrowia osób wykonujących montaż zamocowań poprzez przyjazny dla środowiska skład żywicy oraz brak zapylenia powietrza.

---

[1] mgr inż., Wojciech Pękowski – Hilti (Poland) Sp. z o. o.
[2] mgr inż., Andrzej Kuźniar – Hilti (Poland) Sp. z o. o.

Potwierdzeniem jakości systemu Hilti HIT HY 200 jest przyznana firmie Hilti prestiżowa nagroda TOP BUILDER 2013 miesięcznika Builder w kategorii „Innowacyjny produkt budowlany roku".

Obecnie firma Hilti wykonała kolejny, niezwykle istotny krok w zakresie zapewnienia bezpieczeństwa kotwienia na naszym rynku.

Musimy pamiętać, że dla standardowych łączników kotwiących – gwintowanych prętów metrycznych oraz prętów zbrojeniowych wklejanych z zastosowaniem żywicy HIT HY200 proces czyszczenia otworów jest nadal niezbędny. Dlatego też Dział Rozwoju koncernu Hilti opracował rewolucyjne rozwiązanie upraszczające ten proces do maksimum czyniąc jednocześnie wklejanie chemiczne łączników standardowych równie bezpiecznym, jak wklejanie łączników Hilti HIT-Z (bez czyszczenia otworów) – **wiertło z systemem równoczesnego odsysania zwiercin podczas procesu wiercenia (HDB)**. Należy wyraźnie podkreślić stosowanie tego wiertła w systemie wklejania kotew Hilti objęte jest europejską aprobatą techniczną ETA.

Składowe tego systemu są następujące:

- wiertło **HDB** wyposażone w adapter służący do połączenia tego narzędzia z odkurzaczem
- wiertarka udarowa Hilti lub tzw. młot Combi Hilti,
- odkurzacz Hilti.

Wiertło **HDB** , dzięki wewnętrznemu odprowadzeniu zwiercin, uzyskuje znacznie mniejsze opory tarcia podczas wiercenia co prowadzi do ograniczenia jego zużycia i szybszego – w porównaniu z metodą tradycyjną – postępu robót.

Automatyczne czyszczenie otworu – bo tak nazwaliśmy ten tryb pracy – zapewnia prawie całkowite usunięcie zwiercin w trakcie wiercenia (do 97%), co prowadzi do perfekcyjnego przygotowania otworu pod żywicę z całkowitym wyeliminowaniem czasu czyszczenia z procesu montażu. System ten daje znakomite rezultaty szczególnie przy głębokim osadzaniu prętów zbrojeniowych w betonie .

Sprzedaż nowego systemu jest wsparta niezbędnym software'm przygotowanym tak dla inżynierów projektantów jak i firm wykonawczych (Hilti PROFIS Rebar, Hilti Profis Anchor), oraz kartami technicznymi Podręcznika Techniki Zamocowań.

SESJA III

Lech CZARNECKI[1]
Piotr WOYCIECHOWSKI[2]

OCENA TRWAŁOŚCI KONSTRUKCJI Z BETONU W WARUNKACH ZAGROŻENIA KARBONATYZACJĄ I KOROZJĄ CHLORKOWĄ

STRESZCZENIE

Przedstawiono mechanizm degradacji konstrukcji żelbetowych w warunkach zagrożenia karbonatyzacją i korozją chlorkową oraz jego relację do okresu użytkowania i cyklu życia konstrukcji. Odrębnie przeanalizowano modele postępu karbonatyzacji i migracji chlorków w betonie. Wykazano preferencje modelu hiperbolicznego karbonatyzacji i szczególną rolę asymptoty jako wartości granicznej określającej głębokość karbonatyzacji. Omówiono różne metody wyznaczania profilu rozkładu chlorków w betonie, ze szczególnym uwzględnieniem współczynnika dyfuzji chlorków. Zdefiniowano warunki zapoczątkowania korozji w elementach betonowych, szczególną uwagę poświęcając wartości krytycznego stężenia chlorków. Na tej podstawie opracowano algorytm prognozowania trwałości konstrukcji z betonu w warunkach zagrożenia korozją. Omówiono przykłady wykorzystania tego algorytmu.

SŁOWA KLUCZOWE: trwałość, karbonatyzacja, front karbonatyzacji, korozja chlorkowa, profil rozkładu chlorków, współczynnik dyfuzji chlorków, cykl życia konstrukcji, okres użytkowania, szacowanie resztkowego czasu użytkowania

[1] prof. dr hab. inż., Lech Czarnecki, l.czarnecki@itb.pl, – Instytut Techniki Budowlanej
[2] dr inż. Piotr Woyciechowski, p.woyciechowski@il.pw.edu.pl – Politechnika Warszawska, Zakład Inżynierii Materiałów Budowlanych

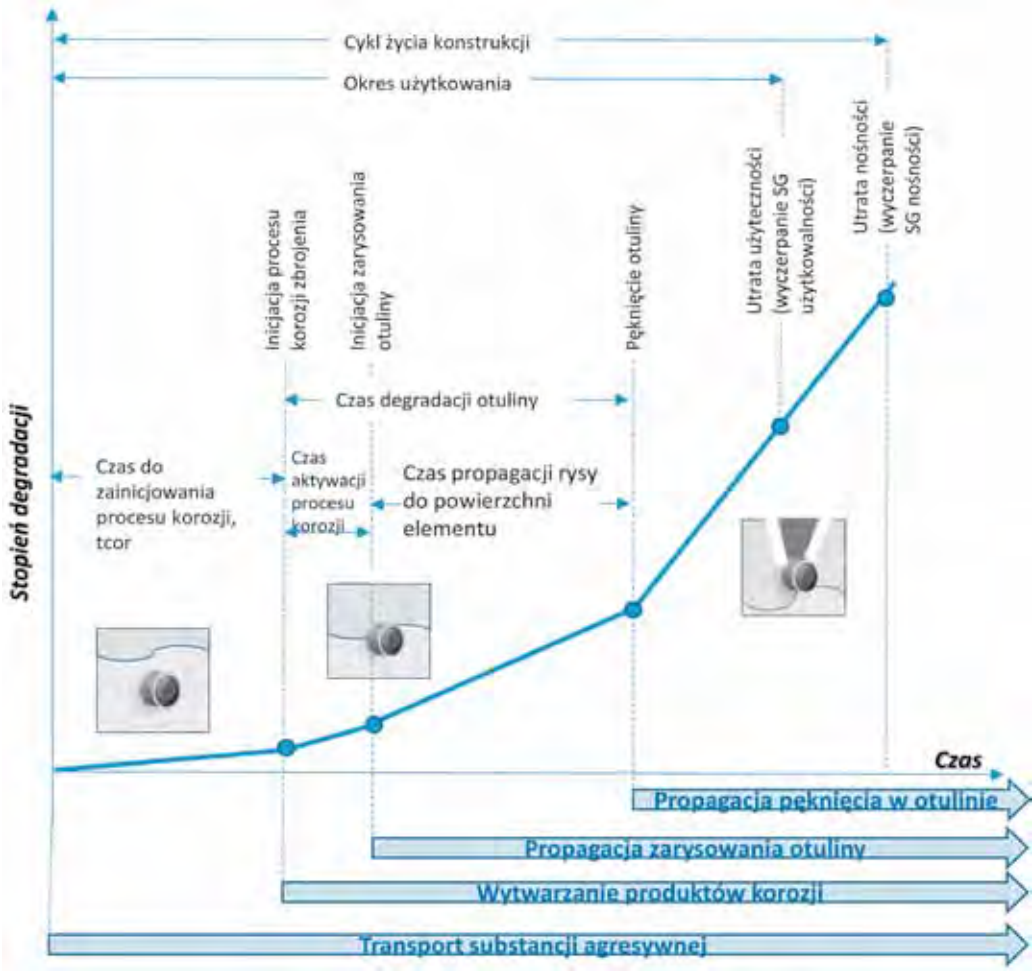
1. WSTĘP

Trwałość konstrukcji stanowi wg Eurokodu 0 [1] – obok nośności i użytkowalności – jedno z trzech podstawowych założeń w procesie jej projektowania i w istotny sposób wpływa na przyjęte rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe. Według ustaleń [1] „*konstrukcję należy zaprojektować i wykonać w taki sposób, aby w zamierzonym okresie użytkowania (...) przejmowała wszystkie oddziaływania i wpływy, których oddziaływania można oczekiwać podczas wykonania i użytkowania, oraz pozostała przydatna do przewidzianego użytkowania. Konstrukcję należy zaprojektować tak, aby jej nośność, użytkowalność i trwałość była należyta. (...) Konstrukcję należy w taki sposób projektować aby zmiany następujące w projektowym okresie użytkowania, z uwzględnieniem wpływów środowiska i przewidywanego poziomu utrzymania, nie obniżały właściwości użytkowych konstrukcji poniżej zamierzonego poziomu*". W celu spełnienia tych wymagań w Programie Eurokodów Konstrukcyjnych (w tym Eurokod 2 – Konstrukcje z betonu) jako podstawę projektowania przyjęto wg EC0 [1] koncepcję stanów granicznych, SG, w tym: SG nośności, które dotyczą „*bezpieczeństwa ludzi i/lub bezpieczeństwa konstrukcji*" oraz SG użytkowalności, które dotyczą „*funkcji konstrukcji lub elementu konstrukcji w warunkach zwykłego użytkowania, komfortu użytkowników*". Zgodnie z Eurokodem 2 [2], „*Trwała konstrukcja powinna przez cały projektowany okres użytkowania spełniać wymagania ze względu na użytkowalność, nośność i stateczność, bez istotnego obniżenia przydatności lub nadmiernych, nieprzewidzianych kosztów*". Zatem trwałość obiektu jest zachowana, jeżeli w założonym czasie konstrukcja spełnia swoje funkcje w zakresie użytkowalności (stany graniczne związane z ograniczeniem naprężeń, rys i ugięć), nośności i stateczności (stany graniczne nośności – EQU, STR, GEO i FAT*). Prawidłowe zaprojektowanie konstrukcji zapewnia spełnienie wymagań użytkowych co najmniej przez okres oczekiwanej trwałości. W rzeczywistości trwałość wzniesionej konstrukcji jest jednak obarczona istotnym poziomem niepewności, wynikającym z jednej strony z wad projektowych, wykonawczych i materiałowych, a z drugiej z ograniczonej przewidywalności oddziaływań związanych z warunkami użytkowania. Przewidywanie pozostałego okresu użytkowania – resztkowy czas użytkowania (rys. 1) jest podejmowane często w ramach ekspertyz technicznych, jako element oceny komfortu użytkowania, zagrożenia użytkowalności obiektu, a w efekcie także jako element analizy kosztowej czy też element projektu naprawy.

W przypadku konstrukcji z betonu zbrojonego, jednym z głównych zagrożeń dla trwałości jest korozja zbrojenia. W praktyce, korozja zbrojenia jest główną – obok korozji mrozowej betonu – przyczyną destrukcji konstrukcji z betonu [3,4] w przypadku elementów eksploatowanych w warunkach atmosferycznych. Zbrojenie stalowe w środowisku betonu jest chronione przed korozją do czasu, kiedy otulina betonowa nie utraci właściwości ochronnych. Ten etap degradacji konstrukcji, nazywany etapem inicjacji (rys 1), trwa z reguły wiele lat i może być traktowany jako okres użytkowania konstrukcji. Czas zainicjowania korozji zbrojenia można utożsamić z wyczerpaniem stanu granicznego użytkowalności, natomiast nie oznacza on wyczerpania nośności. Następnie korozja stali postępuje z określoną szybkością, prowadząc do odspojenia otuliny i odsłonięcia powierzchni prętów, i w efekcie do szybkiego zmniejszania przekroju zbrojenia, aż do utraty nośności konstrukcji. Korozja zbrojenia w betonie może

*porównaj objaśnienia na końcu opracowania

być spowodowana różnymi czynnikami, ale najczęstszymi jej przyczynami są karbonatyzacja betonu prowadząca do dealkalizacji otuliny oraz oddziaływanie jonów chlorkowych migrujących przez otulinę do powierzchni zbrojenia. Oba zjawiska prowadzą do zniszczenia warstewki pasywnej na powierzchni stali, co inicjuje korozję. Większość zbrojonych konstrukcji betonowych niechronionych powierzchniowo jest narażona na oddziaływanie środowisk klasyfikowanych w grupach klas ekspozycji XC (karbonatyzacja) i XD lub XS (chlorki). Najczęściej beton konstrukcji jest obciążony wpływem różnych klas ekspozycji jednocześnie, co wg PN-EN 206-1 wymaga rozważenia celowości zwiększenia poziomu ochrony materiałowej o jeden poziom w stosunku do najostrzejszych wymagań wynikających z poszczególnych klas ekspozycji.



Rys. 1. Stopień degradacji elementu żelbetowego w wyniku korozji zbrojenia (na podstawie [3,4,45])

W niniejszym artykule przedstawiono propozycję wykorzystania modeli przebiegu procesu karbonatyzacji (własny model [5,6,7,8,9,10]) i migracji chlorków w betonie otuliny do prognozowania trwałości zbrojonych elementów z betonu.

2. KARBONATYZACJA I AGRESJA CHLORKOWA JAKO CZYNNIKI WARUNKUJĄCE TRWAŁOŚĆ

2.1. Karbonatyzacja betonu – wpływ na zbrojenie, czynniki regulujące przebieg, modele przebiegu, samoograniczenie w czasie

Karbonatyzacja betonu jest to zespół przemian fizykochemicznych betonu pod wpływem długotrwałego oddziaływania dwutlenku węgla, stale obecnego w atmosferze zarówno na zewnątrz jak i wewnątrz obiektów budowlanych. Objętościowy udział CO_2 w powietrzu wynosi ca. 0.03%, ale w strefach przemysłowych i wzdłuż ciągów komunikacyjnych może sięgać 0.3%, a lokalnie nawet więcej, tak więc proces karbonatyzacji postępuje w sposób ciągły, zwłaszcza jeśli beton nie jest chroniony powierzchniowo [4,11]. Dotyczy to w pierwszym rzędzie elementów konstrukcji inżynierskich, takich jak mosty, wiadukty, tunele, nawierzchnie drogowe, parkingi itp.

Główny mechanizm karbonatyzacji polega na reakcji atmosferycznego CO_2 z wodorotlenkiem wapnia pochodzącym z hydratacji cementu, w wyniku której powstaje węglan wapnia i woda:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

Inne składniki zhydratyzowanego zaczynu cementowego również mogą ulegać częściowo karbonatyzacji, ale proces ten jest możliwy na istotnym poziomie tylko przy wysokich stężeniach CO_2 a zatem jego wpływ na trwałość konstrukcji jest ograniczony. Produkt karbonatyzacji – węglan wapnia – krystalizuje w porach betonu. Głównym efektem negatywnym karbonatyzacji jest obniżanie pH betonu, które powoduje utratę właściwości ochronnych otuliny i w konsekwencji uszkadzanie konstrukcji żelbetowych [11,12].

Szybkość karbonatyzacji zależy zarówno od warunków zewnętrznych, jak i od cech betonu, a także od czynników technologicznych związanych z wykonywaniem konstrukcji z betonu. Wśród czynników zewnętrznych najważniejsze są stężenie CO_2, wilgotność i temperatura powietrza. Czynniki wewnętrzne obejmują skład ilościowy betonu, rodzaj i zawartość cementu, wskaźnik woda-cement, które determinują szczelność struktury betonu. Z czynników technologicznych kluczową rolę odgrywa przebieg i czas początkowej pielęgnacji betonu.

Ogólnie szybkość karbonatyzacji:

- rośnie proporcjonalnie do pierwiastka ze stężenia CO_2 w powietrzu,
- rośnie wraz ze wzrostem wilgotności otoczenia do poziomu ok. 70–80%, a wraz z dalszym wzrostem wilgotności spada; jest bliska 0 w betonie nasyconym wodą;
- rośnie przy cyklicznych zmianach temperatury i ciśnienia,
- rośnie wraz ze wzrostem wskaźnika wodno-cementowego,
- spada wraz z uszczelnieniem struktury betonu,
- spada wraz ze wzrostem zawartości cementu w betonie,
- rośnie wraz ze wzrostem zawartości dodatków mineralnych (popioły lotne, żużel granulowany) w betonie/cemencie.

Prognozowanie zmian zasięgu karbonatyzacji jest możliwe przy wykorzystaniu modeli matematycznych przebiegu procesu w czasie. Liczne modele są w literaturze prezentowane od dawna i przez wielu autorów – np. Wieczorek [13], Slopkova [14], Papadakis [15], Ishida/Maekawa/Soltani [16]. Podstawą modeli są prawa Ficka opisujące szybkość dyfuzji. Postacią ogólną tych modeli jest funkcja czasu z wykładnikiem potęgowym ½.

$$h = A\,(t)^{1/2} + B \tag{1}$$

gdzie: h – głębokość karbonatyzacji, t – czas ekspozycji, A,B – współczynniki zależne od czynników zewnętrznych i wewnętrznych.

Często przedstawiane są empiryczne postaci modelu, uwzględniające wybrane zmienne dodatkowe, takie jak w/c, czas początkowej pielęgnacji, charakterystyki spoiwa itp. [12, 15,16]. Przyjęcie modelu w postaci (1) determinuje, że jest to proces nieskończony w czasie, a jedynie ograniczony w przestrzeni wymiarami betonowego element. Prawa Ficka odnoszą się do dyfuzji gazu w materiale o strukturze niezmiennej w czasie, i dla takiego materiału równanie (1) jest uzasadnione. Tymczasem beton jest materiałem podlegającym z upływem czasu przemianom fizykochemicznym, w wyniku m.in. karbonatyzacji. Zmiany struktury porów, zarastanie porów produktami karbonatyzacji prowadzi do zmian współczynnika dyfuzji CO_2 w betonie, w kierunku jego obniżenia, powodując ograniczanie postępu karbonatyzacji aż do ustabilizowanie jej zasięgu na stałym poziomie. Taka natura procesu karbonatyzacji była wzmiankowana m.in. przez Fagerlunda [17], Bakkera [18].

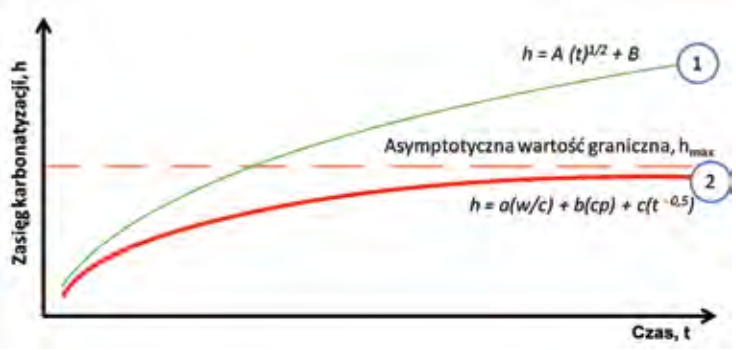
Badania nad wykazaniem doświadczalnym, że proces karbonatyzacji jest procesem samoograniczającym się w czasie prowadzone są od wielu lat w Politechnice Warszawskiej pod kierunkiem L.Czarneckiego i były publikowane w kraju i za granicą [6, 9,10,19], stanowiąc także podstawę pracy doktorskiej R.Więcławskiego [5] i monografii habilitacyjnej P.Woyciechowskiego [7].

W pracach tych wykazano, że w warunkach miejsko-przemysłowych karbonatyzacja betonu może być opisywana funkcją hiperboliczną czasu (odwrotność pierwiastka kwadratowego z czasu), która ma asymptotę równoległą do osi czasu. Asymptota ta stanowi naturalną granicę zasięgu (rys. 2) karbonatyzacji. Hiperboliczny model karbonatyzacji ma postać następującą:

$$h = a(w/c) + b(cp) + c(t^{-0,5}) \tag{2}$$

gdzie: h – głębokość karbonatyzacji, mm, w/c – wskaźnik woda-cement, cp – czas początkowej pielęgnacji, dni, t – czas ekspozycji, lata, a,b,c – współczynniki modelu.

Stwierdzono, że współczynniki modelu *a,b,c* zależą od rodzaju spoiwa, zawartości dodatków w betonie i przede wszystkim od stężenia dwutlenku węgla. Szczegółowe modele o podanej postaci ogólnej zostały opracowane w odniesieniu do wielu odmian betonu, w tym z różnymi cementami, domieszkami, dodatkami. Stwierdzono, że uzyskiwane wyniki – niezależnie od charakterystyk spoiwa – wykazują zgodność z ogólnym modelem hiperbolicznym $h = f\,(1/t^{0,5})$. Wyznaczenie modelu hiperbolicznego dla konkretnego betonu umożliwia ustalenie maksymalnej możliwej głębokości karbonatyzacji betonu i porównanie jej z grubością otuliny zbrojenia w analizowanym elemencie. Pozwala to w efekcie oszacować czas, po jakim front karbonatyzacji dotrze do powierzchni zbrojenia, a czas ten można potraktować jako inicjacja procesu korozji (rys. 1).



Rys. 2. Paraboliczny („tradycyjny") – 1 i hiperboliczny – 2 model karbonatyzacji

2.2. Agresja chlorkowa – wpływ na korozję zbrojenia, czynniki determinujące przebieg penetracji jonów, źródła chlorków, model dyfuzji chlorków w betonie

Jony chlorkowe Cl^- są silnie agresywne w stosunku do stali zbrojeniowej. Wzrost stężenia chlorków na powierzchni stali do wartości krytycznej powoduje powstanie ogniwa korozyjnego i skokową zmianę potencjału stali. Związane jest to z przebiciem warstwy pasywnej na powierzchni stali przez jony Cl^-. Poziom krytycznego stężenia chlorków, powodującego depasywację zbrojenia jest zależny od zawartości w betonie jonów wodorotlenowych, a więc zależy od rodzaju cementu, obecności dodatków, a także przebiegu karbonatyzacji, w wyniku której zawartość jonów OH^- w betonie zmniejsza się. Zwykle przyjmuje się, że wystąpienie depasywacji ma miejsce kiedy stosunek zawartości jonów Cl^- do zawartości jonów OH^- w betonie przekracza wartość 0,6 [4,13].

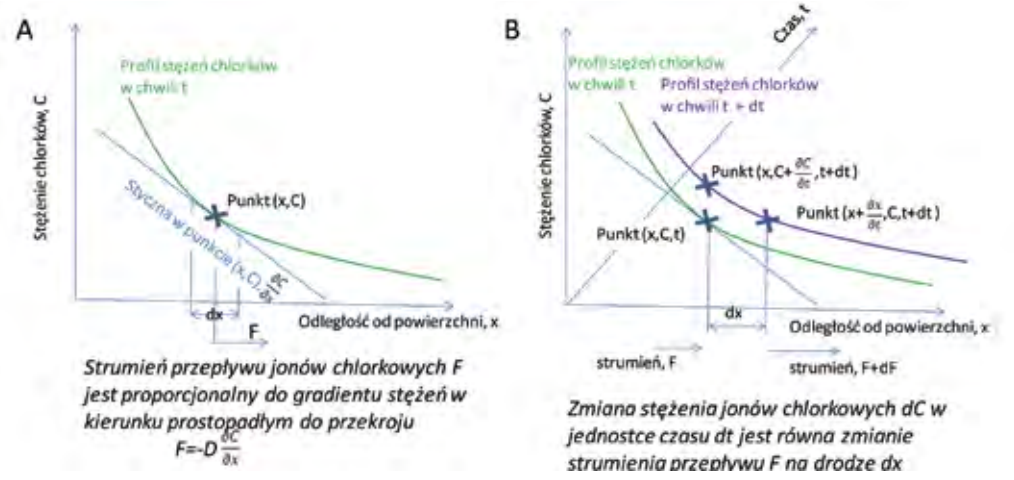
Korozja chlorkowa zbrojenia jest typu wżerowego i powoduje zmniejszanie przekroju korodującego elementu, z jednoczesnym osadzaniem się w strefie anodowej, produktów korozji o objętości większej niż początkowa objętość stali, co powoduje mechaniczne uszkadzanie otuliny betonowej. Występowanie tego rodzaju korozji jest związane przede wszystkim z oddziaływaniem na konstrukcję środowiska zawierającego chlorki, ale także z obecnością chlorków w składnikach betonu. Ten ostatni czynnik ograniczony jest wymaganiami normowymi stawianymi kruszywom, cementom, domieszkom i dodatkom. Oddziaływanie chlorków ze środowiska zewnętrznego jest typowe dla konstrukcji morskich, ale także dla obiektów narażonych na działanie chemicznych środków zimowego utrzymania nawierzchni, tj. elementów mostów, tuneli, wiaduktów, estakad, nawierzchni drogowych i parkingowych. Skażenie środowiska chlorkami w postaci gazowej lub roztworów, występuje także w wielu obiektach przemysłowych.

Prognozowanie przebiegu korozji chlorkowej wymaga znajomości modelu migracji jonów Cl^- w betonie. Dyfuzja chlorków w betonie jest procesem złożonym i zmiennym w czasie. Część jonów na drodze dyfuzji może być wiązana przez składniki betonu (np. powstawanie soli Friedla), ale możliwe jest także uwalnianie jonów pierwotnie lub wtórnie związanych w składnikach betonu. Warunkiem dyfuzji jonów Cl^- jest zawilgocenie porów kapilarnych, przy czym im wyższy jest ich stopień nasycenia wodą tym szybciej przebiega dyfuzja. W porach powietrzno-suchych migracja chlorków ustaje. W literaturze przedmiotu dostępnych jest szereg modeli opisujących przebieg dyfuzji chlorków w betonie [4,11,20,21,22,23,24].

Wnikanie jonów chlorkowych do betonu na drodze dyfuzji opisywane jest najczęściej równaniem rozkładu stężeń chlorków (C) wyprowadzonym z praw Ficka (rys. 3) w postaci:

$$C(x_i, t_i) = C_i + (C_0 - C_i)\, erfc\left(\frac{0{,}5x_i}{\sqrt{t_i D_0}}\right) \quad (3)$$

gdzie: $C(x_i, t_i)$ – stężenie chlorków w chwili t_{in} na głębokości x_i,
C_i – początkowe stężenie chlorków w betonie (w chwili $t = 0$, w punktach $x > 0$),
C_0 – stężenie chlorków na powierzchni betonu (w punkcie $x = 0$),
D_0 – współczynnik dyfuzji chlorków,
$erfc(x)$ – uzupełniająca funkcja błędu Gaussa.



Rys. 3. Interpretacja graficzna pierwszego (A) i drugiego (B) Prawa Ficka, będących podstawą równania rozkładu stężeń jonów chlorkowych w betonie (wzorowane na [25]).

Równanie (3) oparte jest na szeregu założeń upraszczających:

- $t_i = 0$ – oznacza czas pierwszego kontaktu powierzchni betonu z jonami chlorkowymi;
- beton jest ośrodkiem quasi-jednorodnym, pół-nieskończonym;
- D_0 = const, w danych warunkach materiałowo-środowiskowych;
- C_0 = const, w czasie od $t = 0$ do $t = t_i$;
- C_i = const, w przestrzeni betonu od $x = 0$ do $x = x_i$.

Założenia te stanowią składową niepewności szacowania przebiegu dyfuzji jonów chlorkowych w betonie z wykorzystaniem równania (3). Nie mniej jednak jest to dobre narzędzie inżynierskiej oceny zagrożenia korozją chlorkową zbrojenia konstrukcji żelbetowych.

Ogólny schemat postępowania prognostycznego jest następujący:

1. wyznaczenie doświadczalne profilu rozkładu chlorków w betonie;
2. wyznaczenie metodami matematycznymi na podstawie uzyskanego profilu – wartość pozornego współczynnika dyfuzji D_0;
3. a) wyznaczenie oczekiwanej wielkości stężenia chlorków na głębokości zbrojenia po upływie czasu równym wymaganej trwałości konstrukcji, z wykorzystaniem równania (3)

lub alternatywnie; b) wyznaczenie z przekształconego równania (3) czasu osiągnięcia tzw. stężenia krytycznego (tzn. inicjującego korozję, dopuszczalnego wg normy itp.) na głębokości zbrojenia, a następnie porównanie tego czasu z oczekiwaną trwałością elementu.

Wyznaczenie profilu rozkładu chlorków w funkcji odległości od eksponowanej powierzchni może być przeprowadzone różnymi metodami, obejmując: pobranie cienkich warstw betonu (pyłu betonowego) z różnych odległości od powierzchni a następnie oznaczenie zawartości chlorków w próbkach (chlorków wolnych – tzn. rozpuszczalnych w wodzie lub zawartości całkowitej – tzn. rozpuszczalnych w kwasie).

Istnieją także metody kolorymetryczne, oparte na nanoszeniu roztworu azotanu srebra, który z wolnymi jonami chlorkowymi tworzy chlorek srebra. Ponieważ AgNO3 zmienia barwę pod wpływem promieni UV naświetlanie próbek po naniesieniu odczynnika pozwala wyznaczyć strefę zasięgu skażenia chlorkami [22,26,27].

Badania rozkładu stężeń jonów chlorkowych w betonie mogą być prowadzone również z wykorzystaniem wielu metod elektrochemicznych opisywanych między innymi w [21,27,28,29,30]. Badania takie można prowadzić w odniesieniu do próbek betonowych poddawanych działaniu chlorków w warunkach laboratoryjnych, w których uzyskuje się wyidealizowany obraz dyfuzji, uwzględniający jedynie czynniki materiałowe (w tym obecność w betonie jonów dodatnich spowalniających dyfuzję anionów chlorkowych) oraz zewnętrzne stężenie jonów Cl^-[23]. W przypadku badań metodą ekstrakcji, wykonywanych w odniesieniu do próbek pobranych z konstrukcji, wyznaczony profil rozkładu jonów chlorkowych jest bardziej reprezentatywny, ponieważ uwzględnia wszystkie inne zakłócenia dyfuzji, występujące w okresie użytkowania analizowanego elementu, w tym także wpływ stanu naprężenia w betonie na przebieg dyfuzji [44]

Określone stężenia chlorków na różnych głębokościach mogą stanowić podstawę wyznaczenia profilu rozkładu stężeń Cx w przestrzeni od 0 do x (maksymalna głębokość pomiaru), zakładając ogólną postać modelu wynikającą z równania (3) w postaci:

$$C = C_i + (C_0 - C_i)\ erfc\ (\frac{0{,}5x}{\sqrt{t\,D_0}}) \tag{4}$$

Określenie pozornego współczynnika dyfuzji jest możliwe na kilka sposobów.

Sposób Pierwszy jest matematyczny i polega na wykorzystaniu funkcji (4). Funkcja ta ma asymptotę poziomą o równaniu $C = C_i$. Jeśli zauważyć, że w punkcie o rzędnych $(0,C_0)$ styczna do funkcji (4) może być wyrażona równaniem $\frac{\partial C_x}{\partial_x} = -\frac{C_0 - C_i}{\sqrt{\pi + D_0}}$, i przecina poziomą asymptotę funkcji (4) w punkcie o odciętej $a = \sqrt{\pi t D_0}$, to wyznaczając równanie stycznej do krzywej profilowej w punkcie $(0,C_0)$, a następnie wartość a, i znając czas ekspozycji t, można obliczyć wielkość współczynnik dyfuzji D_0 jako:

$$D_0 = \frac{a^2}{\pi t} \tag{5}$$

Trudność takiego postępowania związana jest z brakiem w bibliotece formuł w typowych programach statystycznych funkcji błędu *erf* czy też uzupełniającej funkcji błędu *erfc*. Biorąc jednak pod uwagę, że funkcja *erfc(x)* jest zdefiniowana jako (5a):

$$erfc(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int e^{-z^2} dz \tag{5a}$$

można do modelowania typu „*best fitting curve*" przyjąć uproszczoną formułę funkcji (4) w postaci (6), która jest podstawą Sposobu Drugiego (rys. 4):

$$C = C_i + (C_0 - C_i)e^{bx} \tag{6}$$

gdzie: $b = \frac{0,5}{\sqrt{t\,D_0}}$. Dla funkcji (6) należy wyznaczyć styczną w punkcie (C_0,0) i współrzędne (C_i,a) jej punktu przecięcia z asymptotą Ci równania (6), a następnie ze wzoru (5) obliczyć współczynnik dyfuzji D_0.

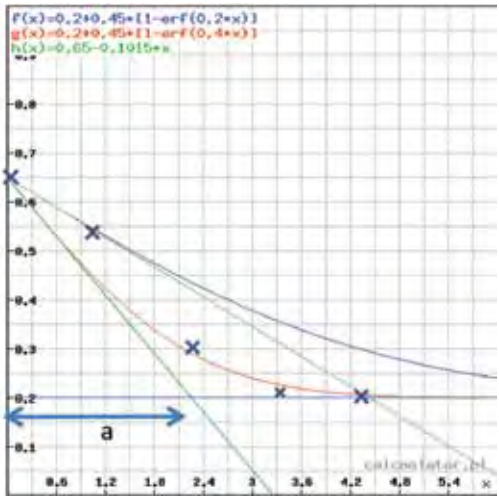
Możliwy jest także Sposób Trzeci [25], polegający na przeprowadzeniu stycznej w punkcie (C_0, x_0) i następnie wartości a w sposób szacunkowy – graficznie (rys. 5).

Częstą praktyką jest także Sposób Czwarty, tzn. obliczanie całego wyrażenia *erfc* $(\frac{0,5x}{\sqrt{t\,D_0}})$ na podstawie doświadczalnie zmierzonych wartości C_0 i C_i, a następnie, przy użyciu stablicowanych wartości funkcji *erfc* wyznaczanie wartości jej argumentu, z i w końcu wartości D_0. Uśredniony wynik dla kilku par wartości (C_i, x_i) przyjmuje się jako współczynnik dyfuzji danego betonu w określonych warunkach. Sposób ten jest możliwy do wykorzystania nawet w przypadku dwóch par wartości (C_i, x_i), co czyni go narzędziem bardzo praktycznym, ale mało dokładnym. Przykłady wykorzystania Sposobu Pierwszego i Sposobu Czwartego zostaną przedstawione w dalszej części artykułu.

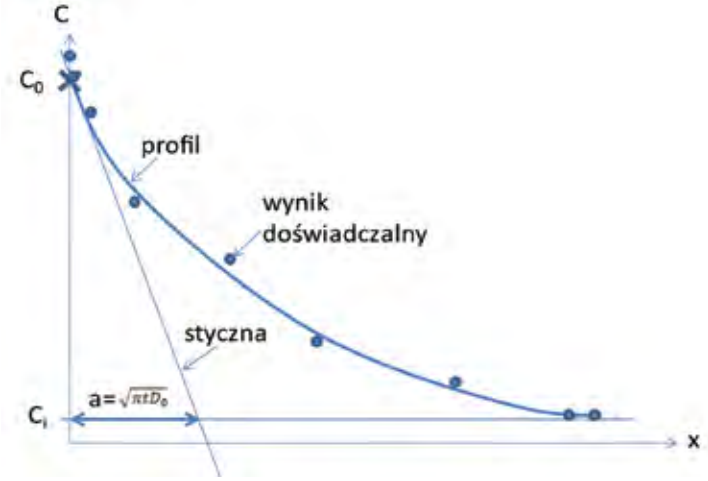
Przyjęcie dalszego uproszczenia (b=1) w postaci funkcji:

$$C = C_i + (C_0 - C_i)e^{x} \tag{6a}$$

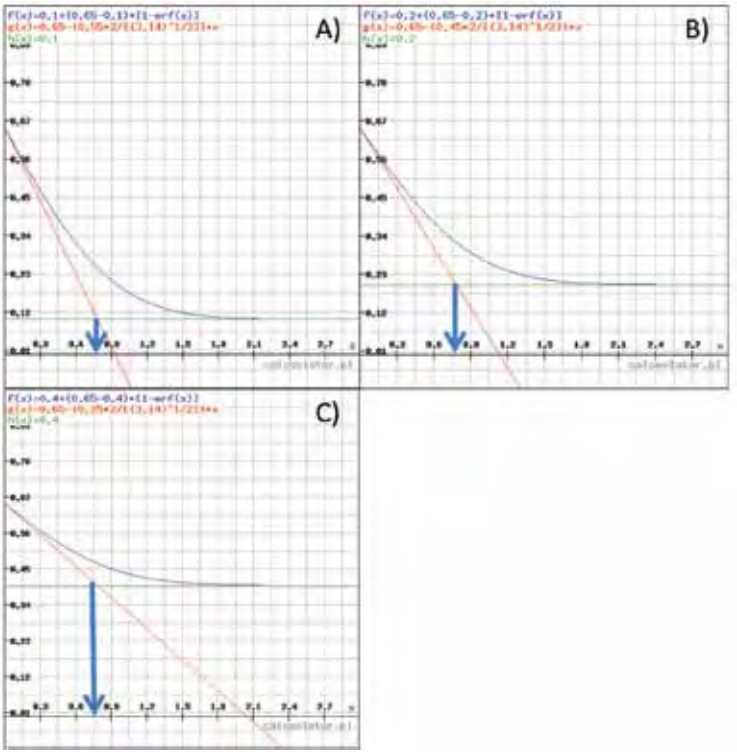
jest z reguły błędne, ponieważ prowadzi do uniezależnienia wartości poszukiwanego a od C_i (rys. 6), co jest sprzeczne z sensem fizycznym dyfuzji, wynikającej z różnicy stężeń.



Rys. 4. Przykład wyznaczenia współczynnika dyfuzji Sposobem Drugim dla zbioru wyników pomiarów; $C_0 = 0,65$, $C_i = 0,2$; *f(x)* i *g(x)* – funkcje (6) dla dwóch wartości *a* (0,2 i 0,4); *h(x)* równanie stycznej do krzywej *g(x)* najlepiej pasującej do wyników; krzyżyki – wyniki pomiarów.



Rys. 5. Wyznaczanie graficzne (Sposób Trzeci) wartości współczynnika dyfuzji na podstawie profilu rozkładu chlorków



Rys. 6. Błędny wynik wyznaczania współczynnika dyfuzji sposobem drugim przy założeniu uproszczonego modelu wg równania (6bis). Zakładając stałą wartość C_0 = 0,65% uzyskano wartość a = 0,75, niezależnie od przyjmowanych wartości C_i równych odpowiednio 0,1% (A), 0,2% (B), 0,4% (C)

2.3. Warunki zapoczątkowania korozji zbrojenia w elementach z betonu

Uważa się [3,4,31], że moment inicjacji korozji oznacza utratę trwałości, jakkolwiek nie jest to równoznaczne z wyczerpaniem stanu granicznego nośności. Można zatem założyć, że efektywny czas użytkowania elementu równy jest czasowi inicjacji korozji (Tcor). Założenie to jest bezwzględnie prawdziwe w przypadku elementów strunobetonowych, w których zarówno konstrukcja zbrojenia (wiązka cienkich strun) jak i skutki korozji (gwałtowne zniszczenie), przemawiają za przyjęciem tak ostrych kryteriów trwałości. W konstrukcjach żelbetowych możliwe jest także rozważanie dalszego postępu korozji zbrojenia po jej zainicjowaniu, aż do zmniejszenia przekroju zbrojenia zagrażającego nośności. Polega to na analizie konstrukcyjnej elementu i oszacowaniu zmniejszenia przekroju zbrojenia do poziomu zrównującego naprężenia i nośność. Takie postępowanie pozwala nie tylko przewidywać pozostały czas użytkowania (Tcor), ale także czas pozostały do utraty nośności.

Głębokość karbonatyzacji – zasięg obniżonego pH vs grubość otuliny

Realne zagrożenie korozją zbrojenia w wyniku karbonatyzacji związane jest z obniżeniem pH betonu otuliny do poziomu krytycznego, tj. takiego, przy którym następuje depasywacja stali. Nawet nieznaczne obniżenie naturalnego pH betonu powoduje pogorszenie funkcji ochronnych otuliny. Już poziom pH ok.11,5 jest uznawany za zagrażający zbrojeniu. W praktyce przyjęto jednak niższe wartości krytyczne pH. Znormalizowane metody pomiaru karbonatyzacji [32,33,34] posługują się wskaźnikiem chemicznym fenoloftaleinowym, który pozwala wyznaczyć w karbonatyzującym betonie zasięg frontu pH = 8,3. Przy tak niskim poziomie pH korozja zbrojenia jest intensywna. W działaniach diagnostycznych celowe jest także używanie innych wskaźników barwnych, pozwalających określić pośrednie poziomy pH (np. tymoloftaleina – pH = ok.10,5; tymolo-fenoloftaleina – pH = ok.9,5) lub nawet wskaźnika uniwersalnego (tzw. rainbow test), który pozwala oszacować rozkład pH w otulinie [35]. Niezależnie od przyjętego poziomu pH uznanego za inicjujący korozję, przedmiotem ocen i analiz jest zawsze czas karbonatyzacji mierzony postępem frontu wybranego pH w kierunku zbrojenia. Czas, po którym krytyczne pH dotrze do zbrojenia jest czasem inicjacji korozji. Szybkość tego procesu zmienia się w czasie w sposób istotny, tak więc do szacowania czasu osiągnięcia przez front karbonatyzacji poziomu zbrojenia w danym betonie, nie powinna być przyjmowana stała wartość liczbowa szybkości procesu, aczkolwiek taki sposób postępowania również jest w literaturze wskazywany [4,11]. Bardziej prawidłowe postępowanie wymaga badania przebiegu karbonatyzacji w czasie i opracowania modelu tego procesu dla danego betonu. Model można wyznaczyć metodą przyspieszoną w warunkach podwyższonego stężenia CO_2 (wg [33] – 1%, wg [34] – 4%). Szybkość karbonatyzacji w takich warunkach jest większa niż w warunkach naturalnych, ale wartość maksymalna – asymptota wg modelu (2) – jak wykazują badania [7], jest w przypadku badań przyspieszonych nieco większa niż uzyskiwana w warunkach naturalnych. Tak więc przyjęcie w działaniach prognostycznych jako ostatecznej głębokości karbonatyzacji – wartości asymptoty z badań przyspieszonych, powoduje zwiększenie zapasu bezpieczeństwa oszacowania.

Tabela 1. Podstawowe założenia do przewidywania trwałości w warunkach zagrożenia korozją spowodowaną karbonatyzacją otuliny [7]

Założenie 1: Przyjęta wartość progowa pH			
Wartości pH		Analiza SWOT	
		Mocne strony i możliwości	Słabe strony i zagrożenia
1.1	8,3 (fenoloftaleina)	procedura badawcza jest znormalizowana (PN EN 14630), niski wskaźnik zmienności wyników badania	wartość znacznie niższa niż rzeczywista granica inicjacji korozji
1.2	9,6 (tymolofenoloftaleina)	niższy wskaźnik zmienności wyników niż dla testu tymoloftaleinowego	wartość nieco niższa niż rzeczywista granica inicjacji korozji
1.3	10,5 (tymoloftaleina)	wartość względnie bliska rzeczywistej granicy inicjacji korozji	wysoki wskaźnik zmienności wyników
1.4	"Rainbow test" (szeroki zakres wartości pH)	możliwość pomiaru kilku poziomów pH na jednym przełamie próbki	nieostre granice kolorów odpowiadających kolejnym poziomom pH, co czyni pomiar mało dokładnym
Założenie 2: Metoda określenia czasu po którym front karbonatyzacji osiągnie poziom zbrojenia			
Metoda		Analiza SWOT	
		Mocne strony i możliwości	Słabe strony i zagrożenia
2.1	Opracowanie modelu bazującego na wynikach przyspieszonych badań laboratoryjnych próbek uformowanych z danego betonu	dobre oszacowanie głębokości karbonatyzacji, czas badania min. ok. 3 miesiące	potrzeba wykonania próbek z betonu o składzie takim jak w konstrukcji
2.2	Opracowanie modelu bazującego na wynikach przyspieszonych badań laboratoryjnych próbek pobranych z konstrukcji	dobre oszacowanie głębokości karbonatyzacji, czas badania min ok. 2 miesiące	nieznany wpływ „szokowej" zmiany szybkości karbonatyzacji na wynik
2.3	Przyjęcie średniej szybkości karbonatyzacji na podstawie wiedzy o składzie i charakterystyce betonu i danych z literatury	brak konieczności badań, co skraca czas opracowania prognozy	Średnia szybkość karbonatyzacji przyjęta z danych literaturowych jest obciążona dużym błędem
2.4	Pomiar głębokości karbonatyzacji w konstrukcji i obliczenie szybkości karbonatyzacji na podstawie wieku konstrukcji	badania „in situ" pozwalają uwzględnić w szacowaniu rzeczywisty stan konstrukcji	obliczenia zakładają liniowość zmian karbonatyzacji w czasie, co jest obarczone dużym błędem, tym większym im krótszy czas dotychczasowej karbonatyzacji

Przewidywanie trwałości w warunkach korozji spowodowanej karbonatyzacją wymaga przyjęcia dwóch zasadniczych przesłanek, które determinują zarówno metodologię prognozowania jak i jej wynik (tab.1):

- krytyczna wartość pH inicjująca korozję zbrojenia,
- metoda określenia maksymalnej głębokości karbonatyzacji.

Każda z koncepcji przedstawionych w tablicy 1 może być wykorzystana do prognozowania trwałości natomiast zidentyfikowane ograniczenia wynikające z przyjętych założeń mogą być traktowane jako element niepewności prognozy.

Jony chlorkowe – stężenie krytyczne w różnych warunkach

Zagrożenie korozją chlorkową jest związane z migracją chlorków przez pory betonu do chwili gdy krytyczne stężenie jonów Cl^- dociera do powierzchni zbrojenia stalowego. Krytyczna wartość zawartości chlorku, która inicjuje korozję wyrażana jest w dokumentach odniesienia jako procent masy cementu w betonie. Wartości krytyczne są rozumiane jako całkowita zawartość chlorków ze wszystkich składników betonu oraz ze źródeł zewnętrznych. Te wartości różnią się w publikacjach [36,37,38,39,40,41], zarówno ze względu na różne metody badawcze, jak i ze względu na właściwości elementu i warunki jego eksploatacji (tab. 2). Zastosowanie metody badania przez rozpuszczenie w wodzie lub w kwasie prowadzi do znacznych różnic wyników. Wyższe krytyczne stężenie uzyskuje się metodą rozpuszczania w kwasie. Zróżnicowanie wymagań w zależności od charakterystyki elementu obejmuje sposób zbrojenia oraz warunki produkcji i eksploatacji (mokre warunki stosowania, zewnętrzny dostęp chlorków, obróbka cieplna w produkcji). Inicjacja korozji wiąże się przede wszystkim z uszkodzeniem warstwy pasywnej na stali, występującym po przekroczeniu krytycznych wartości molowych stężeń Cl^- i OH^-. Założenie wartości krytycznego stężenia jonów chlorkowych na podstawie wskazówek podanych w tablicy 2 jest koniecznym etapem przewidywania trwałości elementu [42].

Tabela 2. Klasy zawartości chlorków w betonie

Dokument odniesienia	Kryterium doboru klasy zawartości chlorków	Klasy zawartości Cl-	Cecha kryterialna	Dopuszczalna zawartość Cl-, % m.c.
Norma europejska: PN-EN 206-1	Bez zbrojenia stalowego lub innych elementów metalowych z wyjątkiem uchwytów odpornych na korozję	Cl 1,0	Maksymalna dopuszczalna zawartość Cl^- odniesiona do masy cementu, określana jako suma zawartości chlorków **w składnikach betonu** (bez podania metody badania)	1,0
	Ze zbrojeniem stalowym lub innymi elementami metalowymi	Cl 0,20		0,20
		Cl 0,40		0,40
	Ze stalowym zbrojeniem sprężającym	Cl 0,10		0,10
		Cl 0,20		0,20
Krajowe uzupełnienie niemieckie do EN 206-1: DIN 1045-2	Bez zbrojenia stalowego lub innych elementów metalowych z wyjątkiem uchwytów odpornych na korozję	Cl 1,0		1,0
	Ze zbrojeniem stalowym lub innymi elementami metalowymi	Cl 0,40		0,40
	Ze stalowym zbrojeniem sprężającym	Cl 0,20		0,20
Krajowe uzupełnienie brytyjskie do EN 206-1: BS 8500-1	Strunobeton lub beton zbrojony poddawany obróbce cieplnej	Cl 0,10		0,10
	Żelbet z cementem SRPC*	Cl 0,20		0,20
	Żelbet ze zwykłą stalą węglową	Cl 0,30		0,30
		Cl 0,40		0,40
	Kablobeton	Brak inf.		Ustalać indywidualnie

ACI 318-05 Building code requirements for structural concrete	Beton sprężony	-	Maksymalna dopuszczalna zawartość Cl^- w betonie **rozp. w wodzie**, w odniesieniu do $m_{cementu}$	0,06	
	Żelbet narażony na Cl^- w użytkowaniu	-		0,15	
	Żelbet użytkowany w warunkach suchych lub chroniony od wilgoci	-		1,00	
	Inne konstrukcje żelbetowe	-		0,30	
AS1379 Specification and supply of concrete	Beton zbrojony lub sprężony	-	Maksymalna dopuszczalna zaw. Cl^- **rozp. w kwasie** w odniesieniu do 1 m^3 betonu	0,8 kg/m^3 betonu	
ACI 222R-01 Protection of metals in concrete against corrosion	Beton sprężony	-	Maksymalna dopuszczalna zawartość Cl^- w betonie **rozpuszczalnych w wodzie lub w kwasie**, w odniesieniu do $m_{cementu}$	woda	kwas
				0,06	0,08
	Żelbet w warunkach mokrych	-		0,08	0,10
	Żelbet w warunkach suchych	-		0,15	0,20

3. ALGORYTM PROGNOZOWANIA TRWAŁOŚCI KONSTRUKCJI Z BETONU W WARUNKACH ZAGROŻENIA KOROZJĄ

Prognozowanie trwałości konstrukcji lub elementu jest zazwyczaj potrzebne, gdy wystąpi proces destrukcji, który skraca żywotność elementu. Głównym celem prognozy jest przyjęcie odpowiednich opcji zarządzania konstrukcją, zgodnie z normą PN-EN 1504-9 [41]. Norma ta (w punkcie 5) zawiera różne opcje zarządzania konstrukcją, poczynając od „*wstrzymania się z działaniem przez pewien czas, lecz monitorowania stanu konstrukcji*", przez „*analizę nośności, która może skutkować ograniczeniem funkcji obiektu*", „*powstrzymanie lub ograniczenie dalszej degradacji", „wzmocnienie lub naprawę i ochronę całej konstrukcji betonowej lub jej części*", a kończąc na opcjach „*odbudowa lub wymiana całej konstrukcji betonowej lub jej części" i „rozbiórka całej konstrukcji lub jej części*". Prognozowanie trwałości jest więc ważnym elementem decyzji o sposobie naprawy i przygotowania projektu naprawy zgodnie z wymaganiami norm EN serii 1504.

Zalecane podejście do prognozowania trwałości może pomóc nie tylko w zarządzaniu obiektem budowlanym podczas jego eksploatacji, ale również na etapie projektowania ze względu na trwałość.

Algorytm prognozy (rys.7) obejmuje badania diagnostyczne „in situ" i badania laboratoryjne próbek pobranych z konstrukcji, a także analizy obliczeniowe, prowadzone na podstawie uzyskanych wyników. W pierwszym etapie konieczne jest określenie głównych elementów konstrukcyjnych obiektu i określenie jego stanu technicznego, w tym, w szczególności, wad i uszkodzeń mających wpływ na trwałość.

Następnie powinny być zidentyfikowane warunki środowiskowe dla elementów, w tym klasy ekspozycji zgodnie z PN-EN 206-1 [36] i PN-EN1992 -1-1 [2]. Na podstawie analizy

powyższych ustaleń i analizy dokumentacji projektowej, należy ustalić, które elementy konstrukcji są najbardziej narażone na korozję. Dla wybranych elementów dalsze analizy trwałości przeprowadza się niezależnie pod kątem zagrożenia karbonatyzacją i agresją chlorkową. W warunkach skażenia betonu chlorkami graniczna wartość pH inicjująca uszkodzenie warstwy pasywnej na zbrojeniu rośnie nawet do wartości 11,5 [13], co przyspiesza moment wyczerpania trwałości elementu. Istotne znaczenie ma także stan naprężenia w konstrukcji, który jest trudny do uwzględnienia w przypadku badań laboratoryjnych [23,44].

W odniesieniu do zagrożenia karbonatyzacją przewidywanie trwałości obejmuje oszacowanie czasu *Tcarb*, w którym front karbonatyzacji dotrze do powierzchni zbrojenia, z wykorzystaniem metod i wskaźników omówionych w tablicy 1. Wyznaczony czas *Tcarb* jest resztkowym czasem użytkowania elementu do zainicjowania korozji spowodowanej karbonatyzacją. W przypadku występowania w elemencie rys zaleca się sprawdzić głębokość karbonatyzacji w rysach, w których zasięg karbonatyzacji jest z reguły większy niż w obszarach niezarysowanych.

W odniesieniu do zagrożenia korozją chlorkową, przewidywanie trwałości obejmuje:

- określenie krytycznego stężenia Cl^- w danym elemencie (typ elementu warunki produkcji i eksploatacji elementu metody oznaczania zawartości Cl^-),
- określenie współczynnika dyfuzji jonów Cl^- w betonie, na podstawie pomiarów stężenia chlorków na powierzchni i na różnych głębokościach w betonie, z zastosowaniem metod podanych w punkcie 2.2,
- znając krytyczne stężenie, współczynnik dyfuzji i drogi migracji, można określić czasy osiągnięcia stężenia krytycznego (*tCl1, tCL2 ... tCln*) dla różnych dróg migracji. Najkrótszy z tych czasów *TCl*, wyznaczony jako:

$$TCl = min\ (tCl1,\ tCl2,\ \ldots\ tCln) \tag{7}$$

można uznać za resztkowy czas użytkowania elementu, pozostały do zainicjowania korozji spowodowanej jonami chlorkowymi.

Najmniejsza wartość spośród *Tcarb*, *tCl1*, *tCl2*, *... tCln* stanowi resztkowy czas eksploatacji (*Tcor*) do zainicjowania korozji spowodowanej chlorkami albo karbonatyzacją

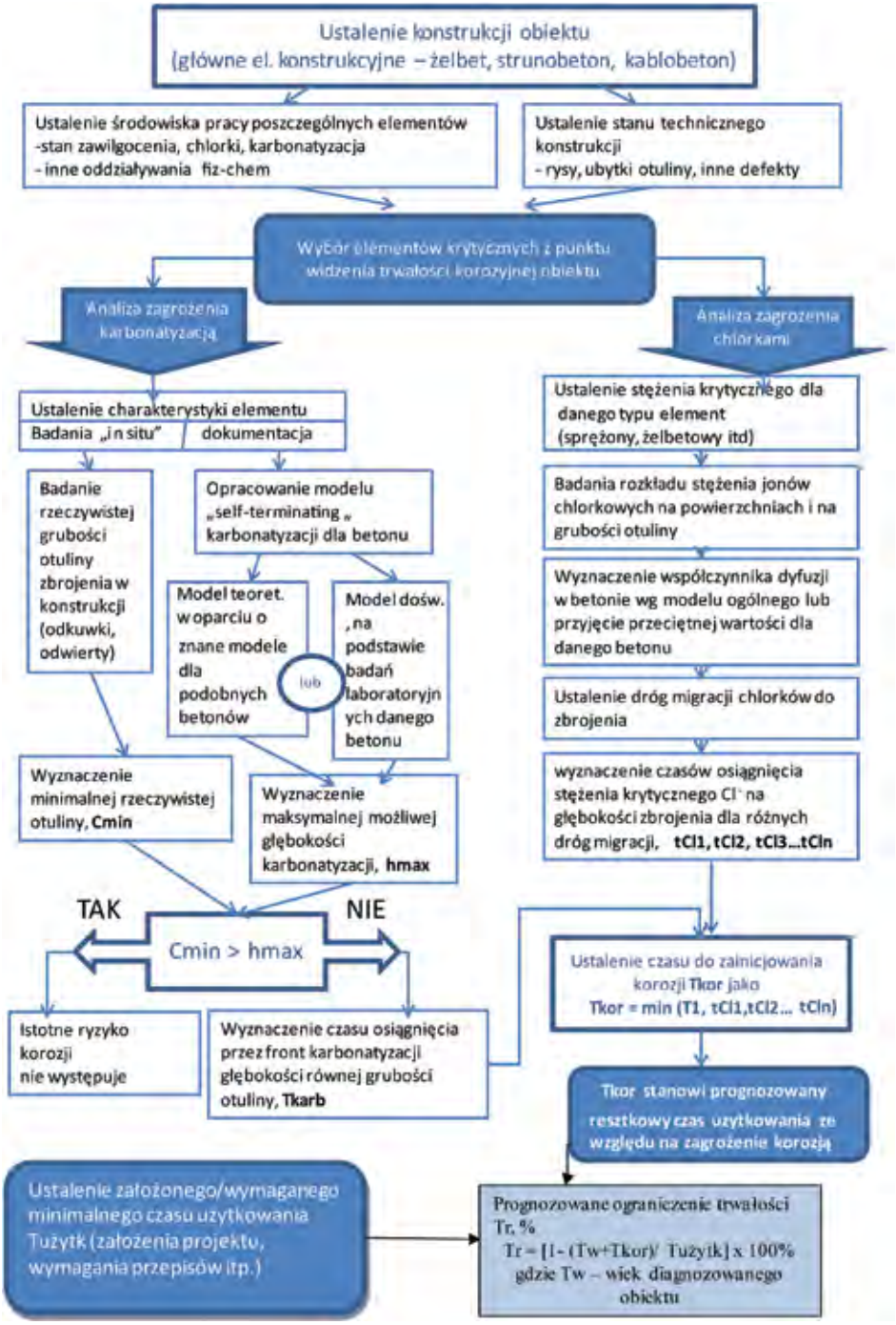
$$Tcor = min\ (TCl, Tcarb) \tag{8}$$

Prognoza według podanej procedury, przeprowadzona w oparciu o badania próbek pobranych z rzeczywistej eksploatowanej konstrukcji, zapewnia wzięcie pod uwagę efektu synergistycznego związanego z jednoczesną migracją chlorków i postępem karbonatyzacji. Synergizm tych procesów jest wzięty pod uwagę dzięki przyjęciu do modelowania rzeczywistych właściwości betonu konstrukcji po określonym czasie eksploatacji. W przypadku modelowania wyłącznie na podstawie badań laboratoryjnie przygotowanych próbek lub współczynników literaturowych, prognoza jest obarczona większą niepewnością, wynikającą zarówno z orientacyjnego charakteru danych jak i braku możliwości uwzględnienia synergii obu procesów korozyjnych.

Wyznaczona wartość *Tcor* i znany wiek obiektu *Tw* umożliwiają określenie redukcji trwałości *Tr*,% jako:

$$Tr = [1 - (Tw + Tcor)/\ Td]\ x\ 100 \tag{9}$$

gdzie: *Td* jest projektowaną trwałością elementu.



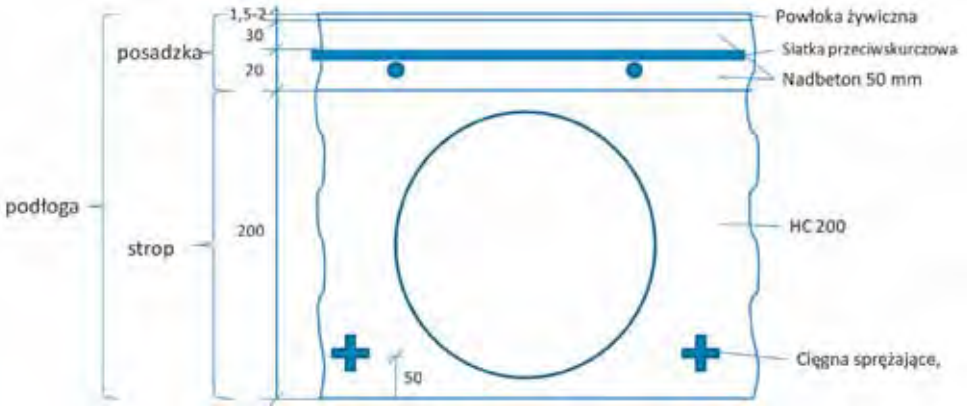
Rys. 7. Algorytm prognozowania trwałości elementu w warunkach zagrożenia agresją chlorkową i karbonatyzacją [8]

4. PRZYKŁADY PROGNOZ TRWAŁOŚCI ELEMENTÓW NARAŻONYCH NA RYZYKO KOROZJI CHLORKOWEJ

Przedstawione zostaną dwa przykłady prognozowania trwałości płyt stropowych narażonych na korozję chlorkową. W pierwszym przypadku przedmiotem analizy jest kanałowa płyta stropowa sprężona, a w drugim – podobna płyta żelbetowa. W odniesieniu do przykładu pierwszego przeprowadzono postępowanie według Sposobu Czwartego (omówionego w pkt. 2.2), ponieważ dysponowano zbyt małą liczbą punktów pomiarowych na różnych głębokościach betonu. W drugim przykładzie wykorzystano Sposób Drugi, dysponując wynikami pomiaru stężeń chlorków na pięciu głębokościach.

Przykład 1

Strop został wykonany z elementów sprężonych kanałowych, które były oparte na prefabrykowanych belkach i słupach. Na powierzchni płyt kanałowych została wykonana górna warstwa betonu z siatką przeciwskurczową. Jako ochronę powierzchni wykorzystano powłokę cienkowarstwową z żywicy epoksydowej (rys. 8).



Rys. 8. Konstrukcja stropu

Po 5 latach eksploatacji rysy i inne uszkodzenia zostały zaobserwowane na powierzchni posadzki. Część rys była przelotowa. Niewłaściwe wyprofilowanie spadków na posadzce powodowało zastoiny wody, często zanieczyszczonej środkami odladzającymi. Rysy stanowiły drogę migracji przez beton na powierzchnię prefabrykatów i dalej do wnętrza kanałów w płytach sprężonych.

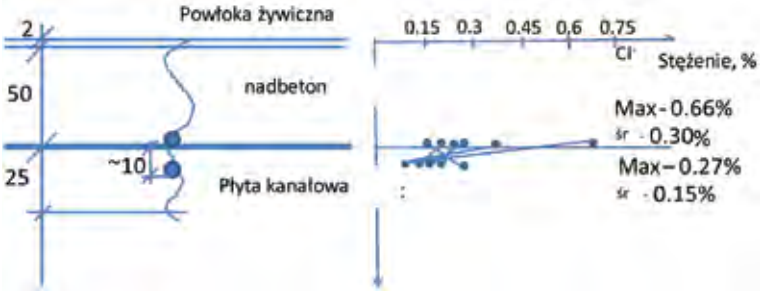
Analiza konstrukcji wykazała, że najbardziej zagrożone korozją są cięgna sprężające w płytach. Badania przeprowadzono na próbkach z odwiertów obejmujących nadbeton i wierzchnią warstwę prefabrykatu.

Stwierdzono, że zasięg karbonatyzacji betonu górnej warstwy (testowany wskaźnikiem tymol-fenoloftaleinowym) w rysach osiągnął lub przekroczył poziom siatki przeciwskurczowej i efekt korozji był widoczny. Proces ten dotyczy elementu nie konstrukcyjnego, który może być traktowany jako wymienny, a więc jego zniszczenie nie wpływa na trwałość konstrukcji. Badano również głębokość karbonatyzacji betonu płyt kanałowych i okazało się, że była ona pomijalnie

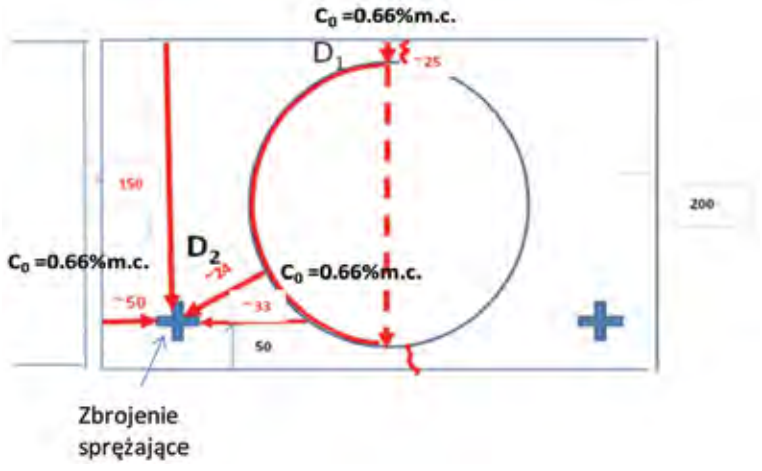
mała przy dokładności pomiaru do 1 mm. Stwierdzono, że ryzyko zmniejszenia trwałości konstrukcji wyłącznie na skutek karbonatyzacji jest nieznaczne.

Stężenie jonów chlorkowych badano na powierzchni płyt stropowych i wewnątrz betonu, na głębokości 10 mm od górnej powierzchni (rys. 9). Stwierdzono obecność jonów chlorkowych o podobnym stężeniu, na górnej powierzchni płyty jak również na powierzchniach bocznych (w złączach sąsiadujących płyt), jak i wewnątrz kanału. Wykorzystując równanie (6), określono Sposobem Czwartym współczynnik dyfuzji dla różnych przekrojów płyty stropowej. Wybrano Sposób Czwarty, ponieważ w każdym profilu dysponowano jedynie dwoma wartościami stężenia – na powierzchni oraz na głębokości 10 mm. Wyznaczony współczynnik dyfuzji wynosił w przekroju niezarysowanym D1 = 1x 10^{-8} zaś w przekroju zarysowanym D2 = 2.0x10^{-7}cm^2/s.

Możliwe drogi migracji chlorków do cięgna sprężającego zostały wyznaczone w wyniku analizy konstrukcji podłogi (rys. 10). Przyjęto krytyczne stężenie jonów Cl^- równe 0,1%, jak dla elementów sprężonych wytwarzanych w warunkach obróbki cieplnej (klasa Cl 0,10, poz. 3, tablica 2).



Rys. 9. Rozkład stężeń chlorków na powierzchni i w górnej strefie sprężonej płyty stropowej, wymiary w [mm]



Rys. 10. Drogi migracji jonów chlorkowych do cięgien sprężających, wymiary w [mm]

Ostatecznie, aby oszacować trwałość, przyjęto następujące założenia:

- Krytyczne stężenie Cl^- w betonie **Cdop = 0.1% m. c.**
- Wyjściowe stężenie Cl^- w betonie **C_i = 0,01% m.c.**
- Współczynnik dyfuzji w przekroju zarysowanym **$D_1 = 2.0 \times 10^{-7}$ cm^2/s**
- Współczynnik dyfuzji w niezarysowanym betonie prefabrykatu **$D_2 = 1.0 \times 10^{-8}$ cm^2/s**
- Maksymalne stężenie chlorków na powierzchni prefabrykatu **C_0 = 0.66% m.c.**

Na podstawie wyznaczonych wartości, czas t_{Cln} do uzyskania stężenia jonów Cl 0,1% na powierzchni cięgna sprężającego (tabela 3), wyznaczano z użyciem wzoru (6) – rys. 11.

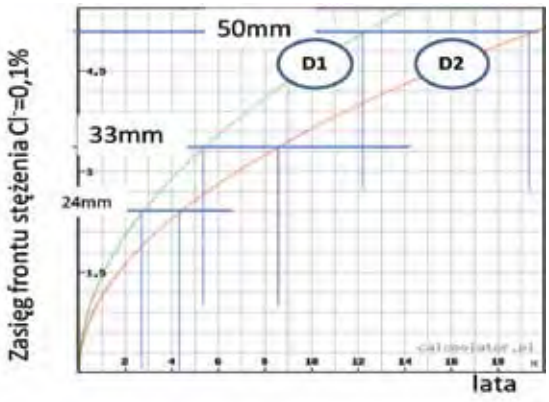
Analiza ryzyka agresji chlorkowej, pozwala stwierdzić, że pozostały czas użytkowania (Tcor) stropu w pesymistycznym scenariuszu jest równy T_{Cl} = 3 lat (tab.3). Jest on prawdopodobny, jeśli jony chlorkowe przenikać będą z kanału do cięgien (minimalna odległość 24 mm). Jeśli przyjąć, że migracja będzie się odbywać od złącza między płytami do cięgna (minimalna odległość 50 mm), to okres ten może się przedłużyć maksymalnie do 19 lat.

W przypadku elementów nośnych, takich jak stropy, oczekiwana trwałość zgodnie z przepisami Eurokodów [1,2] nie powinna być mniejsza niż 50 lat (T_d = 50 lat). Biorąc pod uwagę okres 5 lat eksploatacji (T_W = 5 lat) i obliczone wartości resztkowego czasu użytkowania (Tcor = 3 ÷ 19 lat), można oszacować, że nastąpiła 55–80% redukcja trwałości stropu.

Tabela 3. Oszacowanie czasu inicjacji korozji zbrojenia sprężającego.

$C(x,t)$ = 0.1% m.c. D_1=2.0x10^{-7} cm^2/s D_2=1.0x 10^{-8} cm^2/s C_0= 0.66% m.c.

Warunki migracji	Przez górną półkę płyty i z dna kanału do cięgna	Od złącza między płytami do cięgna	Z dna kanału do cięgna	Najkrótszą drogą ze ścianki kanału do cięgna
	Droga w mm/ przyjęty współczynnik dyfuzji			
	25/D1+33/D2	50/D2	33/D2	24/D2
Czas do osiągnięcia stężenia Cl^- =0,1% m.c. na poziomie cięgien, tCln, lata	**12**	**19**	**6**	**3**

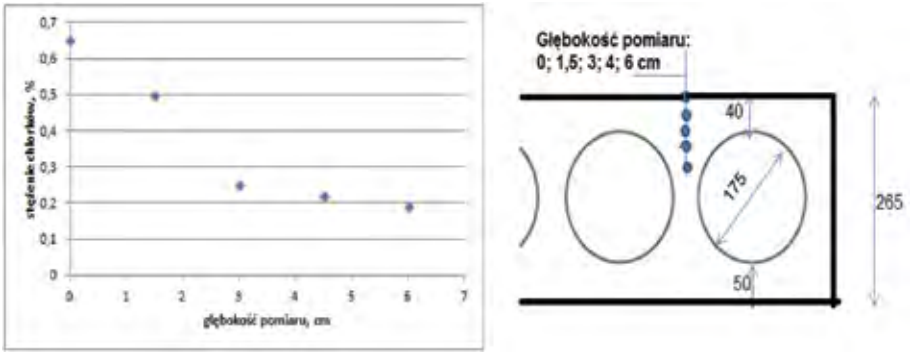


Rys.11. Przebieg w czasie zmian zasięgu frontu stężenia chlorków 0,1% masy cementu w przypadku współczynnika dyfuzji o wartości odpowiednio D1 i D2

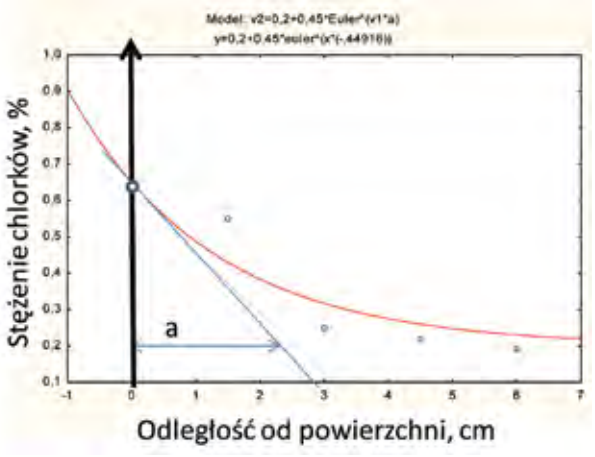
Przykład 2

Przedmiotem rozważań jest kanałowa płyta żelbetowa (rys. 12), narażona na agresję chlorkową od strony górnej powierzchni, przy czym wyznaczone doświadczalnie stężenia chlorków na głębokości do 6 cm po 1,5 roku ekspozycji przedstawiono na wykresie (rys. 13). Założono, że wyjściowa zawartość chlorków w betonie odpowiadała klasie Cl0,20 i wynosiła 0,2%.

Przyjęto Sposób Drugi wyznaczenia współczynnika dyfuzji – równanie dopasowanej krzywej (wsp. korelacji = 0,94) i wyznaczoną wartość a = 2,25 przedstawiono na rys. 13. Przyjmując wartości a = 2,25 i czasu ekspozycji t = 1,5 roku wyznaczono współczynnik dyfuzji $D_0 = 3{,}4\text{x}10^{-8}\text{cm}^2/\text{s}$. Dalsze postępowanie prognostyczne jest podobne jak w przykładzie pierwszym i wymaga uwzględnienia lokalizacji zbrojenia w płycie i oszacowania dróg migracji chlorków.



Rys. 12. Wyniki badania stężenia jonów chlorkowych w różnych odległościach od powierzchni elementu



Rys. 13. Najlepsze dopasowanie równania w postaci ogólnej (6) uzyskanych wyników badań wg rys. 12

Warto zauważyć, że zasadnicze znaczenie na wynik modelowania ma to, jaką wartość przyjmie się jako wyjściową zawartość chlorków w betonie nieskażonym, tzn. zanim wystąpiła agresja chlorkowa z zewnątrz. Można wyznaczyć taką wartość na podstawie badania próbki pobranej z odpowiednio głębokiej strefy betonu (takiej, do której jony chlorkowe jeszcze nie dotarły).

5. WNIOSKI

Zwykło się przyjmować, że trwałość konstrukcji w warunkach zagrożenia korozyjnego jest równoznaczna z dotarciem frontu karbonatyzacji i postępu chlorków do zbrojenia. Jest to założenie jednoznaczne i zarazem przez swój pesymizm bezpieczne. Od tego momentu dalszy cykl życia konstrukcji jest zdeterminowany szybkością korozji zbrojenia stalowego. Kolejno nastąpią: zapoczątkowanie rysy betonu od strony zbrojenia, utrata przyczepności zbrojenia do betonu, propagacja rysy do powierzchni betonu, redukcja pola przekroju zbrojenia, aż do utraty nośności elementu. Założenie to również jest uzasadnione względami praktycznymi, gdyż często wyznacza kres podjęcia decyzji o ewentualnej naprawie. W artykule przedstawiono algorytm szacowania *czasu do zainicjowania procesu korozji*, a w danych warunkach i w danym momencie użytkowania konstrukcji *czasu resztkowego*, który pozostał na podjęcie decyzji i przeprowadzenie naprawy. W takiej sytuacji – przy tych założeniach – potencjał trwałości elementu narażonego na agresję chlorkową stanowi różnica pomiędzy początkową zawartością chlorków w betonie, a ich dopuszczalną zawartością wg klasy zawartości chlorków wyspecyfikowanej dla danego elementu. Jeżeli limit stężenia jonów chlorkowych odpowiadający klasie zawartości wymaganej dla danej konstrukcji został wyczerpany w postaci sumy ważonej zawartości chlorków w składniach betonu, tzn. już przed oddaniem do użytkowania, to wówczas taka konstrukcja nie może być użytkowana w warunkach zagrożenia oddziaływaniem chlorków, tzn. w klasach ekspozycji XD i XS. W przypadku konieczności użytkowania w takich warunkach, konstrukcja powinna być uprzednio zabezpieczona odpowiednio zaprojektowaną ochroną powierzchniową odcinającą oddziaływania środowiska.

Literatura

[1] PN-EN 1990:2004 (Eurocode 0), Podstawy projektowania konstrukcji,

[2] PN-EN 1992-1-1:2008 (Eurocode 2), Projektowanie konstrukcji z betonu,

[3] Czarnecki L., Emmons P.H.: *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*, Polski Cement, Kraków 2002

[4] Ściślewski Z.: *Ochrona konstrukcji żelbetowych*. Arkady, Warszawa 1999

[5] Więcławski R.: *Przebieg karbonatyzacji betonów w środowisku miejsko-przemysłowym*, rozprawa doktorska Politechnika Warszawska , Warszawa 2002

[6] Czarnecki L. Więcławski R.: *Karbonatyzacja betonu jako proces o ograniczonym zasięgu*, VI Konf. N-t MATBUD`2003, Kraków 2003

[7] Woyciechowski P.: *Model karbonatyzacji betonu*, Prace naukowe Budownictwo, Zeszyt 157, Politechnika Warszawska 2013

[8] Czarnecki L., Woyciechowski P.: *Application of self-terminating carbonation model and chloride diffusion model to predict reinforced concrete construction durability*, Bulletin of the Polish Academy of Science – Technical Sciences, vol. 61, No 1, 2013, 173–181

[9] Czarnecki L., Woyciechowski P.: *Durability of concrete according to the European Standard EN 206-1*, International Congress on Concrete Durability, Trondheim, June 2012, article A13-1, 11 s.;

[10] Czarnecki L., Woyciechowski P.: *Concrete carbonation as a limited process and its relevance to CO_2 sequestration*, ACI Materials Journal vol. 109, No 3, May-June 2012, s. 275–282;

[11] Łakomy T.: *Korozja zbrojenia w obiektach mostowych w zależności od stanu betonu w konstrukcji*, rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa 2009

[12] Fiertak M., Nowak K.: *Głębokość karbonatyzacji betonu w wybranych konstrukcjach – weryfikacja modeli teoretycznych*. Ochrona przed Korozją 5s/A/2008, 51-56

[13] Wieczorek G.: *Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację otuliny*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2002

[14] Slopkova K.: *Observing of state of steel reinforcement in concrete and process of its corrosion by effect of carbonization*, XIV Konf. n-t., KONTRA 2002, Zakopane 2002

[15] Papadakis V., Vayenas C., Fardis M.: *Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem*, Chemical Engineering Science 46 (1991), pp. 1333–1339

[16] Tetsuya Ishida, Koichi Maekawa, Masoud Soltani: *Theoretically identified strong coupling of carbonation rate and thermodynamic moisture states in micropores of concrete*. Journal of Advanced Concrete Technology Vol 2 (2004), No 2 pp 213-222

[17] Fagerlund G.: *Trwałość konstrukcji betonowych*, Arkady, Warszawa 1997

[18] Bakker R.F.M.: *Initiation period, in P. Schiessl (Ed), Corrosion of steel in concrete: Report of the Technical Committee 60 – CSC RILEM*, Chapman and Hall, London, 1988, s. 22–54;

[19] Czarnecki L., Woyciechowski P.: *Model of concrete carbonation as limited process – experimental investigations of fluidal ash concrete*, Proceedings of Brittle Matrix Composites 9, Woodhead Publ. Ltd.,183-194, Warsaw, October 2009,

[20] Tikalsky P.J., Pustka D., Marek P.: *Stattistical variations in chloride diffusion in concrete bridges*, ACI Structural Journal, May-June 2005, 481-486

[21] Raupach M.: *Corrosion of reinforcement in concrete*, Woodhead Publisher, 2007

[22] Angst U.: *Critical chloride content in reinforced concrete – A review*, Cement and Concrete Research, 2009

[23] Koter S.: *Teoria transportu roztworów elektrolitów przez membrany jonowymienne*, Wykłady UMK, Teoria i Praktyka, Zeszyt 3, 2006

[24] Zhang J., Cheung M.M.S.: *Modeling of chloride-induced corrosion in reinforced concrete structures*, Materials and Structures 46, 2013, 573–586

[25] Poulsen E., Mejlbro L.: *Diffusion of Chloride in Concrete: Theory and Application*, Taylor&Francis, 2010

[26] Angst U.: *Chloride induced reinforcement corrosion in concrete. Concept of critical chloride content – methods and mechanism*, Ph.D. thesis, NTNU, Trondheim 2011

[27] Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu*, PWN, Warszawa 2011

[28] Kuziak J.: *Elektrochemiczne badania wpływu wybranych inhibitorów na proces korozji stali w betonie*, rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska,

[29] Czarnecki L., Łukowski P.: *Naprawa konstrukcji betonowych użytkowanych w warunkach zagrożeń chemicznych*, Materiały Budowlane 12/2005

[30] Angst U.: *Chloride induced reinforcement corrosion: electromechanical monitoring of initiation stage and chloride threshold value*, Corrosion Science, 2011

[31] Czarnecki L. et al.: *Ocena skuteczności migrujących inhibitorów korozji stali w betonie*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008,

[32] PN-EN 14630:2007 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie głębokości karbonatyzacji w stwardniałym betonie metodą fenoloftaleinową

[33] PN-EN 13295:2004 - Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie odporności na karbonatyzację.

[34] CEN/TS 12390-12 Testing hardened concrete – Part 12: determination of the potential carbonation resistance of concrete: Accelerated carbonation method, listopad 2010

[35] Czarnecki L., Woyciechowski P.: *Metody oceny przebiegu karbonatyzacji betonu*, Materiały Budowlane 2/2008, 5-7

[36] PN-EN 206-1:2003 Beton Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność,

[37] PN-B-06265:2004, Complementary polish standard to PN-EN 206-1:2003

[38] DIN 1045-2: 2008, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität

[39] BS 8500-1:2006 Concrete. Complementary British Standard to BS EN 206-1. Method of specifying and guidance for the specifier, ,

[40] ACI 318-05 Building code requirements for structural concrete, ACI Committee 318, 2005

[41] ACI 222R-01 Protection of metals in concrete against corrosion, ACI Committee 222, 2001

[42] Woyciechowski P., Kuziak J., Królikowski A.: *Stężenie chlorków w betonie a zagrożenie korozją zbrojenia*, Ochrona przed korozją Nr 6, 2012, s. 286-288;

[43] PN-EN 1504-9:2010 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 9: Ogólne zasady dotyczące stosowania wyrobów i systemów,

[44] Zaborski A.: *Modelowanie degradacji betonowych elementów konstrukcyjnych automatami komórkowymi*, Ochrona przed korozją 2010

[45] Krykowski T.: *Modelowanie uszkodzenia otuliny wywołanego korozją zbrojenia w żelbecie*, Studia z zakresu inżynierii nr 78, KILIW PAN, Warszawa 2012

ESTIMATION OF CONCRETE STRUCTURE DURABILITY UNDER THREAT OF CARBONATION AND CHLORIDE AGGRESSION

Objaśnienia (Eurokod 0)

EQU – utrata równowagi statycznej,

STR – … nadmierne odkształcenie,

GEO – zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża,

FAT – zniszczenie zmęczeniowe.

Jerzy HOŁA[1]
Łukasz SADOWSKI[2]

NIENISZCZĄCA DIAGNOSTYKA ZESPOLENIA WARSTW BETONOWYCH NA PRZYKŁADZIE POSADZEK

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono opracowany nowy nieniszczący sposób diagnozowania, pozwalający identyfikować wartość przyczepności na odrywanie warstw betonowych wierzchniej od podkładowej, na przykładzie posadzek. Nowy sposób eliminuje mankamenty stosowanej do tego celu w praktyce seminieniszczącej metody odrywania (pull-off).

SŁOWA KLUCZOWE: Przyczepność, warstwy betonowe, metody nieniszczące, metoda odrywania pull-off

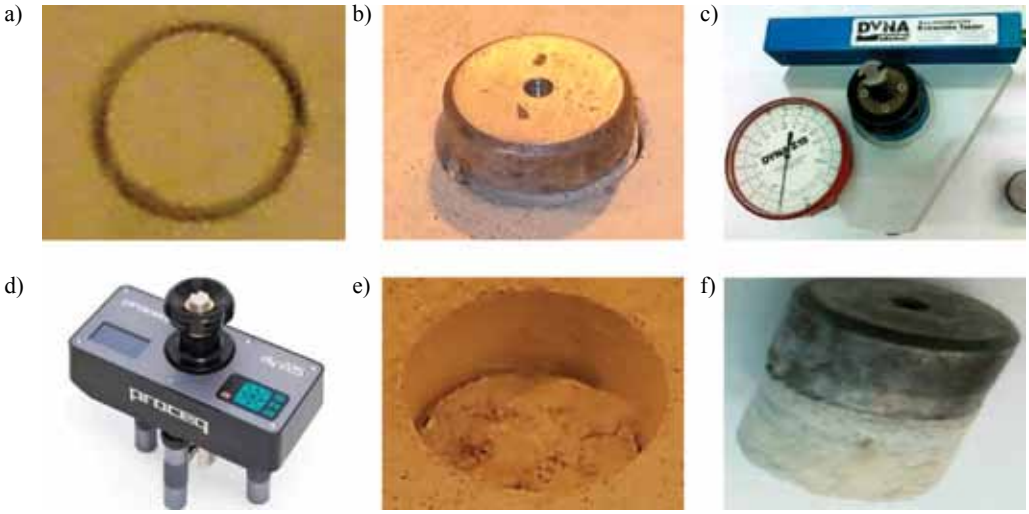
1. WPROWADZENIE

Diagnostyka zespolenia warstw betonowych w elementach budowlanych prowadzona jest między innymi na użytek odbiorów jakościowych w budownictwie. W praktyce zazwyczaj wykorzystywana jest do tego celu seminieniszcząca metoda odrywania (pull-off), która pozwala wiarygodnie ocenić czy zespolenie między warstwami występuje lub nie, a także w przypadku, gdy zespolenie występuje jaka jest jego wartość w rozumieniu przyczepności na odrywanie f_b na styku warstw.

Dużą niedogodnością metody odrywania jest to, że w każdym punkcie badawczym powstaje po zakończeniu badania uszkodzenie. Uszkodzenie powstaje w wyniku oderwania od podkła-

[1] prof. dr hab. inż., Jerzy Hoła, Instytut Budownictwa, Politechnika Wrocławska
[2] dr inż. Łukasz Sadowski, Instytut Budownictwa, Politechnika Wrocławska

du fragmentu warstwy wierzchniej o średnicy równej 50 mm (rys. 1), które po zakończeniu badań wymaga naprawy. Warto w tym miejscu przykładowo podać, że w przypadku posadzek norma PN-EN 12626:2001 wymaga, aby jeden pomiar kontrolny przypadał na powierzchnię wynoszącą $3m^2$.



Rys. 1. Ilustracja seminieniszczącej metody badania zespolenia warstw betonowych: a) widok nacięcia o średnicy równej 50 mm na pełną grubość warstwy wierzchniej, b) widok przyklejonego specjalnego metalowego krążka do powierzchni betonu, c), d) widok siłowników do odrywania [13], e) widok uszkodzonej warstwy wierzchniej po badaniu, f) widok oderwanego fragmentu betonu

Ta niedogodność przekłada się w praktyce na ograniczanie ilości punktów badawczych koniecznych do wiarygodnej oceny jakości wykonania posadzki. Jest oczywiste, że w przypadku stwierdzenia braku przyczepności na styku warstwy wierzchniej z podkładową (delaminacji) konieczne jest większe zagęszczenie punktów badawczych, w stosunku do wymagania podanego wyżej, w celu lokalizacji obszaru pozbawionego przyczepności i jego granic. Wtedy sygnalizowana wyżej niedogodność jest jeszcze bardziej odczuwalna.

Jest z tych powodów uzasadnione opracowanie bardziej efektywnej metody, która umożliwi wykonanie badań w dowolnie dużej liczbie miejsc badawczych, w sposób nie powodujący miejscowego zniszczenia badanej powierzchni.

Z doniesień literaturowych wynika, że do oceny zespolenia warstw betonowych przydatne są metody nieniszczące [1, 2, 4, 14, 25]. Metody te, w przeciwieństwie do stosowanej aktualnie metody seminieniszczącej, dostarczają żądanej informacji bez naruszenia struktury betonu.

Przydatna jest do tego celu metoda optyczna, która daje możliwość określania wartości parametrów charakteryzujących chropowatość powierzchni betonu [7, 15, 16, 18, 20, 29, 30]. Widok przykładowej aparatury wykorzystywanej w tej metodzie, w postaci skanera 3D, przedstawiono na rys. 2a. Do analizy chropowatości powierzchni betonu można wykorzystać wartości następujących parametrów uzyskanych tą metodą:

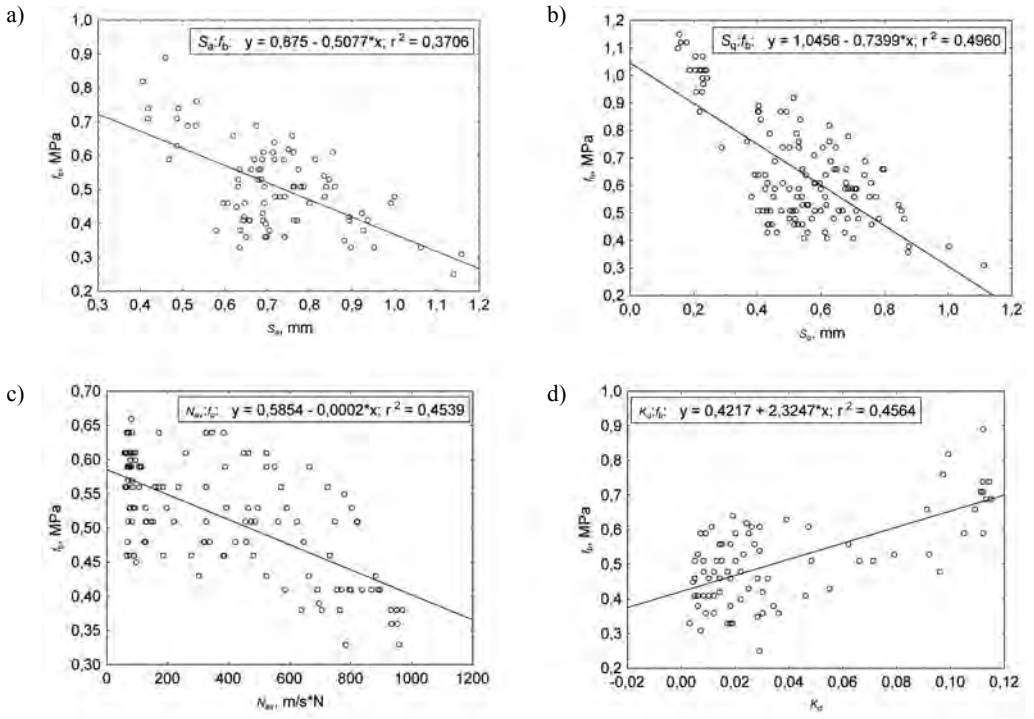
S_a – średnie arytmetyczne odchylenie badanej powierzchni od powierzchni odniesienia,
S_q – średnie kwadratowe odchylenie badanej powierzchni od powierzchni odniesienia,
S_{sk} – współczynnik asymetrii powierzchni, nazywany skośnością powierzchni,
S_{ku} –miarę gęstości prawdopodobieństwa wysokości powierzchni,
S_p – maksymalną wysokość wzniesienia powierzchni,
S_v – maksymalną głębokość wgłębienia powierzchni,
S_{bi} – wskaźnik nośności powierzchni,
S_{ci} – wskaźnik utrzymania płynu przez rdzeń,
S_{vi} – wskaźnik utrzymania płynu przez doliny.

Przydatna jest do tego celu również metoda odpowiedzi na impuls (*impulse response*) [3, 17], dla której widok aparatury badawczej przedstawiono na rys. 2b. Metoda ta pozwala wygenerować dla badanej powierzchni wartości następujących parametrów:
N_{av} – średnią zmienność dynamiki drgań,
K_d – sztywność dynamiczną,
M_p/N – tempo przyrostu dynamiki drgań,
ν – współczynnik wadliwości.

Również przydatna jest do tego celu metoda młoteczkowa (impact-echo) [5, 6, 9, 19, 28, 31], dla której widok aparatury badawczej przedstawiono na rys. 2c. Metoda ta pozwala uzyskać wartość następującego parametru:
f_T – częstotliwość odpowiadającą fali ultradźwiękowej odbitej od dna.

Rys. 2. Widok: a) badania chropowatości powierzchni betonowej warstwy podkładowej nieniszczącą metodą optyczną, b) badania nieniszczącą metodą odpowiedzi na impuls, c) badania nieniszczącą metodą młoteczkową [22]

Można tymi metodami wykazać, że zespolenie na styku warstw jest, albo, że go nie ma, ale z kolei praktycznie niemożliwa była dotychczas wiarygodna ocena z ich pomocą wartości przyczepności na odrywanie f_b. Ilustracją tego stwierdzenia mogą być rezultaty badań zamieszczone w pracach [10, 22, 23], pokazane przykładowo na rys. 3. Jak wynika z rys. 3 określenie wiarygodnych zależności korelacyjnych między przyczepnością na odrywanie f_b, a poszczególnymi (pojedynczymi) parametrami określonymi za pomocą nieniszczących metod optycznej [23] i akustycznych odpowiedzi na impuls i młoteczkowej [10] nie jest możliwe z uwagi na uzyskane bardzo niskie wartości współczynnika determinacji r^2.



Rys. 3. Przykładowe zależności między wartością przyczepności na odrywanie f_b, a: a) wartością średniego arytmetycznego odchylenia rzędnych S_a, b) wartością średniego kwadratowego odchylenia powierzchni S_q, c) średnią zmiennością dynamiki drgań N_{av}, d) sztywnością dynamiczną K_d [10, 22, 23].

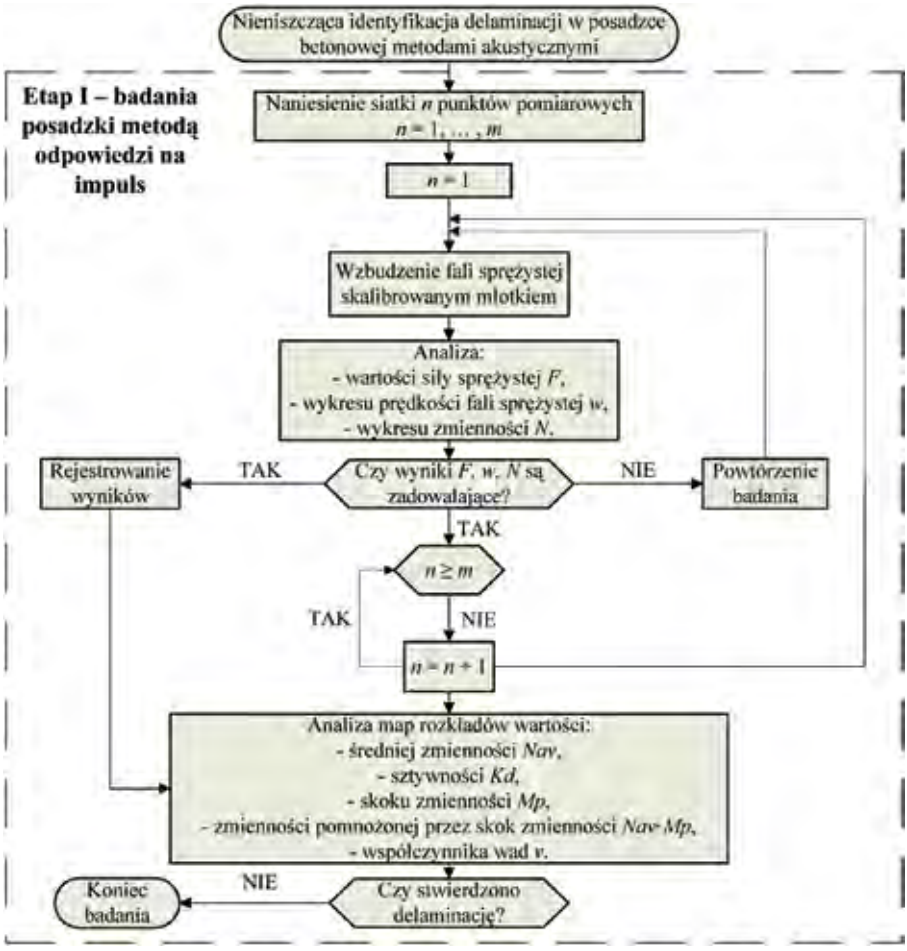
Biorąc powyższe pod uwagę, w referacie przedstawiono opracowany nowy sposób nieniszczącej diagnostyki pozwalający nie tylko wiarygodnie oceniać zespolenie w układzie zerojedynkowym, ale pozwalający także oceniać wartość przyczepności na odrywanie warstw betonowych wierzchniej od podkładowej. Sposób ten pozbawiony jest sygnalizowanych wyżej mankamentów. Bazuje on na znajomości wartości parametrów opisujących chropowatość powierzchni warstwy podkładowej ocenianych metodą optyczną i wartości parametrów ocenianych nowoczesnymi metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls i młoteczkową na powierzchni warstwy wierzchniej, oraz wykorzystaniu sztucznych sieci neuronowych. W referacie przedstawiono również metodykę tworzenia bazy danych na użytek nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie warstw betonowych, a także metodykę korzystania z takiej bazy w praktyce.

2. METODYKA ZEROJEDYNKOWEJ NIENISZCZĄCEJ OCENY ZESPOLENIA WARSTW BETONOWYCH W POSADZKACH

Opracowana i zweryfikowana praktycznie metodyka zerojedynkowej nieniszczącej oceny zespolenia warstw betonowych w posadzkach została przedstawiona w pracy [12]. Metodyka ta dotyczy oceny zespolenia bez możliwości identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie.

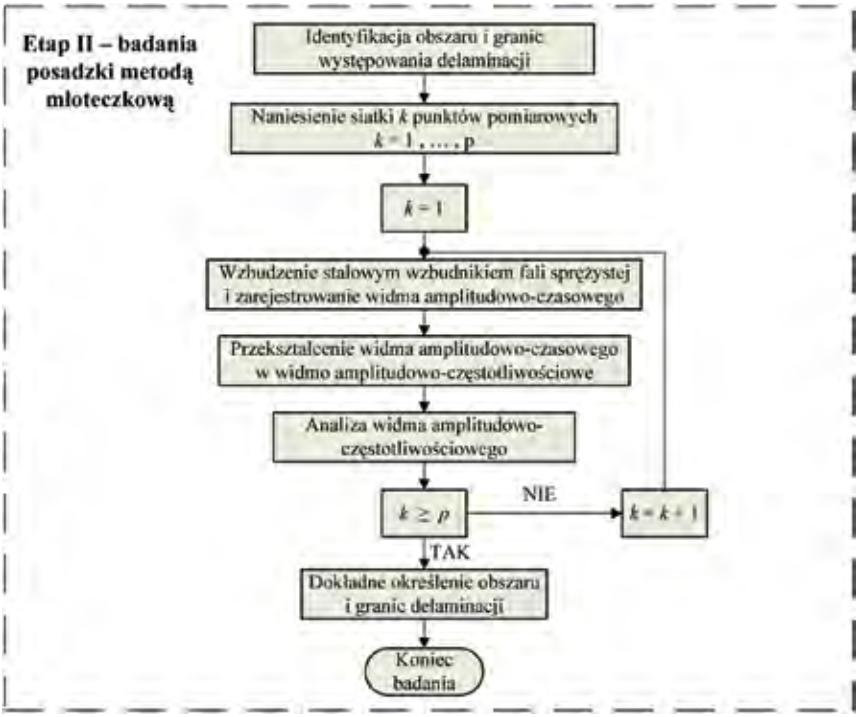
Metodykę tą przedstawiono graficznie na rysunkach 4 i 5. Jak wynika z tych rysunków nieniszczącą ocenę zespolenia należy prowadzić w dwóch etapach.

W etapie I następuje zgrubna lokalizacja obszarów posadzki, w których brak jest przyczepności na styku warstw. Badania te należy wykonać metodą odpowiedzi na impuls. Należy w tym celu nanieść na badanej posadzce siatkę punktów pomiarowych w rozstawie co około 1000 mm, przy zachowaniu minimalnej odległości 500 mm od krawędzi. Jeżeli powierzchnia posadzki jest znaczna wskazane jest zwiększenie rozstawu punktów pomiarowych do około 2000 mm. Kolejnym krokiem jest wzbudzenie fali sprężystej skalibrowanym młotkiem w każdym punkcie naniesionej siatki pomiarowej i analiza, po każdym wzbudzeniu: wartości siły sprężystej wywołanej przez młotek, wykresu prędkości fali sprężystej, wykresu zmienności. Efektem tej analizy jest uzyskanie w każdym punkcie siatki pomiarowej wartości charakterystycznych parametrów: średniej zmienności N_{av}, sztywności dynamicznej K_d i ewentualnie skoku zmienności M_p, średniej zmienności pomnożonej przez skok zmienności $N_{av} \bullet M_p$ oraz współczynnika wad w.



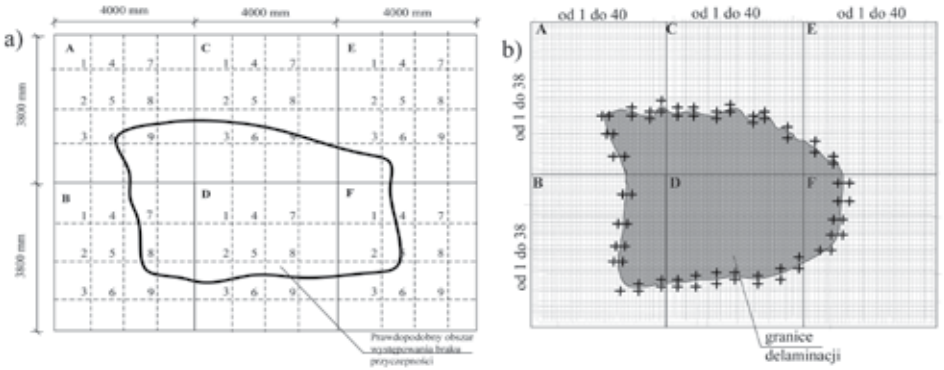
Rys. 4. Metodyka zerojedynkowej nieniszczącej oceny zespolenia warstw betonowych w posadzkach metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls i młoteczkową – etap I [12]

Następnie, jak wynika z rysunku 4, należy wykonać badania objęte etapem II w celu dokładnej lokalizacji obszaru wadliwego, a szczególnie jego granic. Badania te należy wykonać metodą młoteczkową. Pierwszym krokiem w tych badaniach jest naniesienie w wykrytym i zgrubnie określonym w etapie I obszarze siatki *k* punktów pomiarowych w rozstawie 100 x 100 mm. Następnym krokiem jest wzbudzenie w każdym z tych punktów fali sprężystej za pomocą stalowego wzbudnika i zarejestrowanie widma amplitudowo-czasowego. Kolejny krok to przekształcenie tego widma za pomocą specjalistycznego oprogramowania, wykorzystującego algorytm szybkiej transformaty Fouriera w widmo amplitudowo-częstotliwościowe. Następnie należy poddać analizie uzyskane (w każdym punkcie pomiarowym) widmo amplitudowo-częstotliwościowe, w celu stwierdzenia czy delaminacja występuje.



Rys. 5. Metodyka nieniszczącej zerojedynkowej oceny zespolenia warstw betonowych w posadzkach metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls i młoteczkową – etap II [12]

Jak to przedstawiono w pracy [12], przeprowadzono weryfikację praktyczną opracowanej metodyki w wielopoziomowym garażu, w którym betonowa warstwa wierzchnia o grubości 80 mm ułożona została na betonowym podkładzie. Za pracą [12] przedstawiono na rysunku 6 fragment badanej posadzki o powierzchni około 100 m^2, obejmujący 6 pól oznaczonych literami A-F. Naniesiona numeracja pól i zgrubne zlokalizowanie metodą odpowiedzi na impuls obszaru wadliwego zostało przedstawione na rysunku 6a. W celu ustalenia granic obszaru wadliwego, zlokalizowanego zgrubnie za pomocą metody odpowiedzi na impuls, przeprowadzono badania metodą młoteczkową. W obszarze tym rozplanowano siatkę k punktów badawczych w rozstawie 100 x 100 mm, dokonując dokładnej lokalizacji jego granic, tak jak zostało to pokazane na rysunku 6b.



Rys. 6. Widok fragmentu badanej posadzki: a) ze zgrubnym zlokalizowaniem obszaru wadliwego metodą odpowiedzi na impuls, b) z dokładnym zlokalizowaniem granic obszaru wadliwego metodą młoteczkową [12]

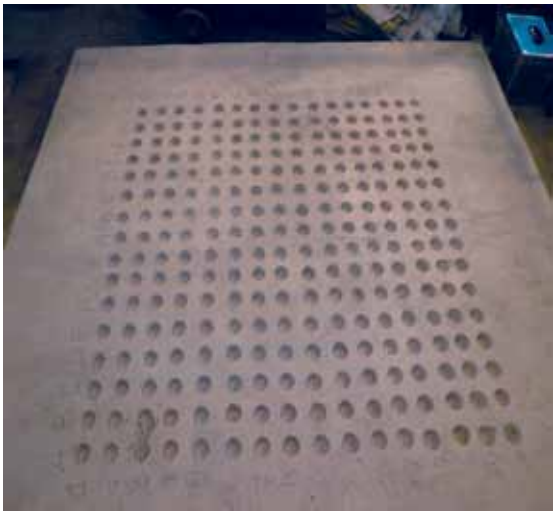
3. NIENISZCZĄCY SPOSÓB IDENTYFIKACJI WARTOŚCI ZESPOLENIA WARSTW BETONOWYCH W POSADZKACH

Jak to już powiedziano w punkcie 2 metodyka nieniszczącej zerojedynkowej oceny zespolenia warstw betonowych w posadzkach jest przydatna jedynie do określenia występowania delaminacji (co odpowiada stanowi, gdy wartość przyczepności na odrywanie f_b wynosi 0), albo braku występowania delaminacji. Nie umożliwia ona określenia pośrednich wartości przyczepności i tym samym określenia w sposób nieniszczący wartości przyczepności na odrywanie f_b.

Natomiast jest możliwe wiarygodne określenie wartości zespolenia warstw w rozumieniu przyczepności na odrywanie, gdy zastosuje się do tego celu trzy nieniszczące metody, mianowicie metodę optyczną, metody akustyczne odpowiedzi na impuls i młoteczkową, oraz sztuczne sieci neuronowe jako narzędzie kojarzenia wyników uzyskanych wymienionymi wyżej metodami. Wykazały to badania przeprowadzone w pracach [26, 27].

Aby to udowodnić eksperymentalnie wykonano modelowe elementy próbne, dla których przyjęto różne sposoby przygotowania powierzchni warstwy podkładowej, gwarantujące uzyskanie wartości przyczepności na odrywanie f_b w stosunkowo szerokim przedziale od 0,3 do 1,2 M_{Pa}. Na powierzchni warstwy podkładowej tych elementów określono metodą optyczną wartości 9 parametrów opisujących chropowatość tej powierzchni (wyszczególnione we wprowadzeniu), następnie na powierzchni warstwy wierzchniej określono parametry wyżej wymienionymi metodami akustycznymi (także wyszczególnionymi we wprowadzeniu).

Wszystkie parametry wyznaczono w kilkuset miejscach pomiarowych rozmieszczonych na powierzchni modelowych elementów próbnych, a następnie w miejscach tych wykonano odwierty w warstwie wierzchniej w celu uzyskania wartości przyczepności na odrywanie f_b przy użyciu metody odrywania. Przykładowy widok elementu próbnego, po wykonaniu odwiertów w warstwie wierzchniej, przedstawiono na rysunku 7.



Rys. 7. Przykładowy widok jednego z modelowych elementów próbnych po wykonaniu odwiertów w jego warstwie wierzchniej

Tabela 1. Przykładowe wartości wyselekcjonowanych parametrów, jako zmienne wejściowe wykorzystane do uczenia i testowania sztucznej sieci neuronowej [22]

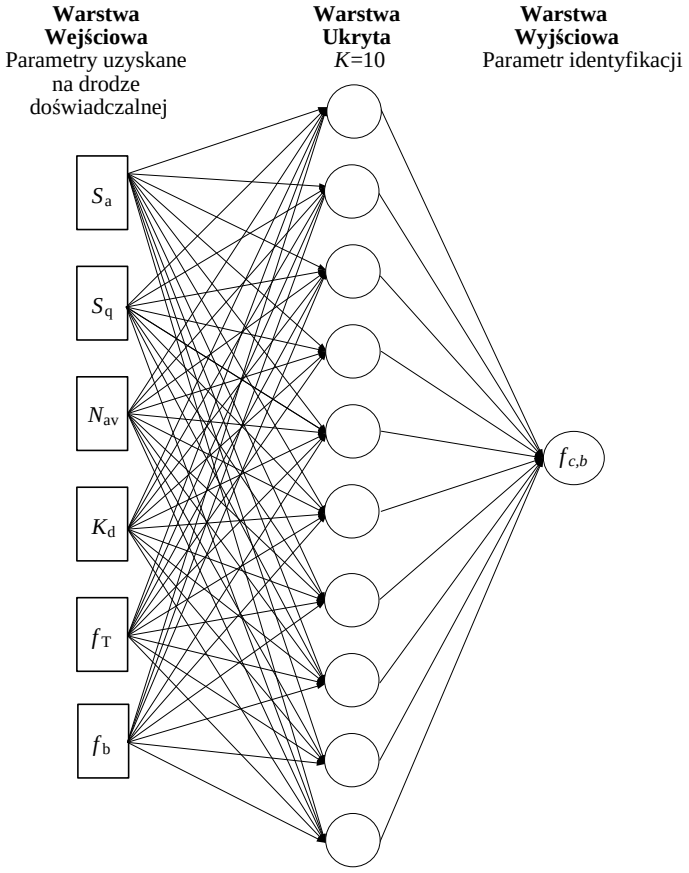
Numer punktu pomiarowego	Nazwa metody i mierzonego parametru					
	Optyczna		Odpowiedzi na impuls		Młoteczkowa	Odrywania
	S_a	S_q	K_d	N_{av}	f_T	f_b
	mm	mm	-	m/s•N	kHz	MPa
1	0,500	0,267	0,017	62,674	7,500	0,970
2	0,737	1,033	0,004	99,276	7,000	0,870
3	0,825	0,730	0,041	57,401	8,000	0,940
4	0,125	0,179	0,088	449,394	5,000	0,610
5	0,121	0,166	0,082	569,617	4,500	0,560
6	0,116	0,153	0,018	483,924	4,000	0,510
7	0,649	0,753	0,005	162,676	3,500	0,360
8	0,688	0,853	0,017	478,359	4,000	0,410
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
460	0,491	0,656	0,009	67,542	4,500	0,510

Rezultaty uzyskanych badań w postaci wartości łącznie 14 parametrów poddano analizom statystycznym (statystyka opisowa, test Shapiro-Wilka, współczynnik korelacji rang Spearmana, algorytm C&RT), które pozwoliły wyselekcjonować 5 parametrów najbardziej przydatnych jako zmienne wejściowe do uczenia i testowania sztucznej sieci neuronowej, a mianowicie:
S_a – średnie arytmetyczne odchylenie badanej powierzchni od powierzchni odniesienia

S_q – średnie kwadratowe odchylenie badanej powierzchni od powierzchni odniesienia, uzyskane za pomocą nieniszczącej metody optycznej,
K_d – sztywność dynamiczną,
N_{av} – średnią zmienność dynamiki drgań,
uzyskane za pomocą nieniszczącej metody odpowiedzi na impuls,
f_T – częstotliwość odbicia się fali ultradźwiękowej od dna, uzyskany za pomocą nieniszczącej metody młoteczkowej.

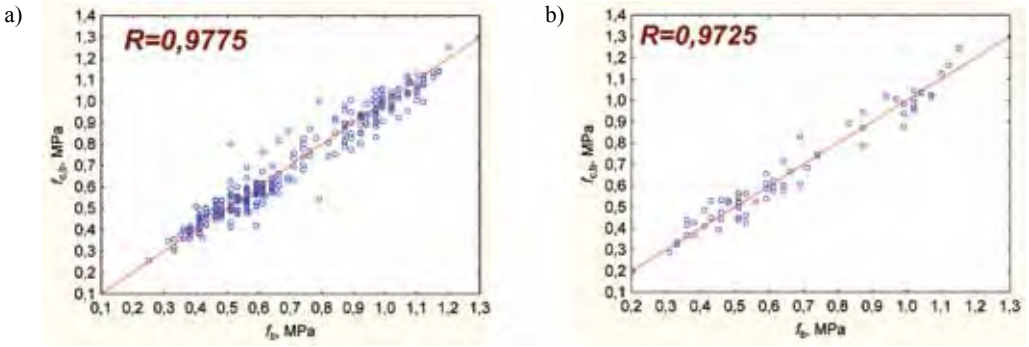
Przykładowe wartości wyselekcjonowanych parametrów, jako zmienne wejściowe wykorzystane do uczenia i testowania sztucznej sieci neuronowej, przedstawiono w tabeli 1.

Wybrano sieć jednokierunkową, wielowarstwową ze wsteczną propagacją błędu i algorytmem uczenia QUASI-NEWTONA, liczbą neuronów warstwy ukrytej 10 oraz z funkcją aktywacji warstwy ukrytej tanh, o strukturze pokazanej na rysunku 8, którą poddano następnie procesom uczenia i testowania [22].



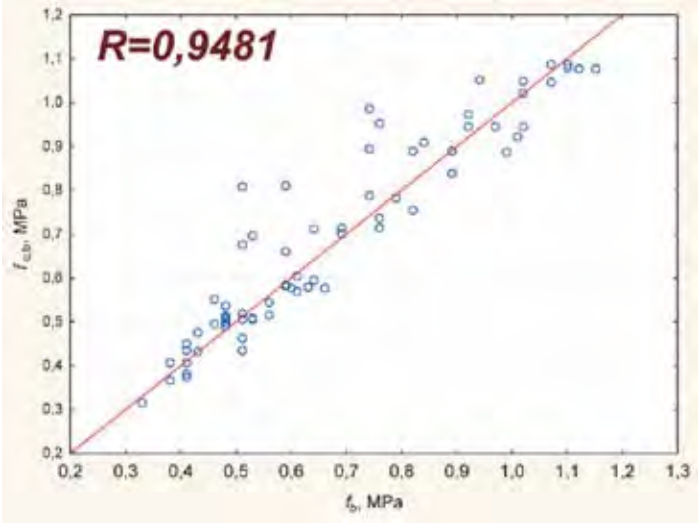
Rys. 8. Struktura SSN jednokierunkowej wielowarstwowej ze wsteczną propagacją błędu i algorytmem QUASI-NEWTONA, z funkcją aktywacji warstwy ukrytej tanh przyjęta w procesie uczenia i testowania na użytek nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie f_b [22]

W procesie uczenia tej sieci uzyskano wartości współczynnika korelacji liniowej R równą 0,9775, a w procesie testowania 0,9725 (rys. 9a i 9b).



Rys. 9. Zależność między przyczepnością na odrywanie f_b uzyskaną na podstawie badań doświadczalnych przeprowadzonych seminieniszczącą metodą odrywania i przyczepnością na odrywanie fc,b identyfikowaną przez sieć neuronową dla procesu uczenia (a) i testowania (b) [26]

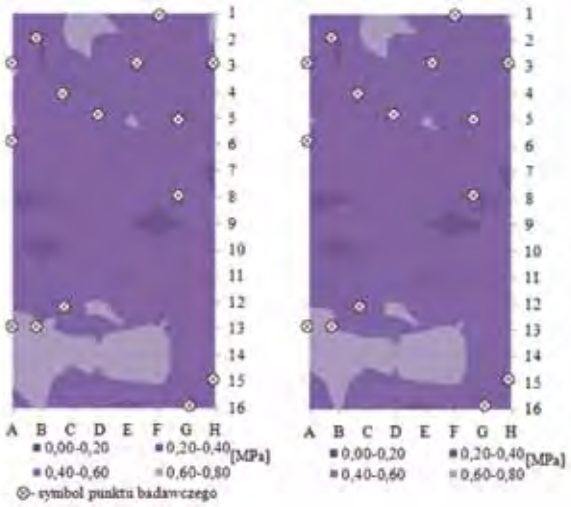
Po nauczeniu i przetestowaniu sieć poddano weryfikacji doświadczalnej, uzyskując bardzo dobrą zgodność wyników (rys. 10). Aby graficznie zilustrować wyniki przeprowadzonej weryfikacji, przedstawionej w tabeli 2, sporządzono przykładową mapę adhezji, przedstawioną na rysunku 11 (w pozostałych punktach powierzchni wyniki uzyskano za pomocą interpolacji liniowej).



Rys. 10. Zależność między przyczepnością na odrywanie fb uzyskaną na podstawie badań doświadczalnych przeprowadzonych seminieniszczącą metodą odrywania i przyczepnością na odrywanie $f_{c,b}$ identyfikowaną przez sieć neuronową dla procesu weryfikacji doświadczalnej [26]

Tabela 2. Porównawcze zestawienie wartości przyczepności na odrywanie f_b i $f_{c,b}$ określonych odpowiednio: seminieniszczącą metodą odrywania i za pomocą sztucznej sieci neuronowej

Nr punktu badawczego	Przyczepność na odrywanie uzyskana na drodze badawczej za pomocą seminie--niszczącej metody odrywania	Przyczepność na odrywanie identyfikowana przez sztuczną sieć neuronową
	f_b	$f_{c,b}$
	MPa	MPa
A3	0,64	0,59
A6	0,56	0,51
A13	0,64	0,71
B2	0,38	0,36
B13	0,61	0,60
C4	0,59	0,58
C12	0,59	0,58
D5	0,48	0,49
E3	0,46	0,49
F1	0,51	0,51
G5	0,38	0,40
G8	0,41	0,38
G16	0,51	0,46
H3	0,48	0,50
H13	0,41	0,38
H15	0,51	0,44

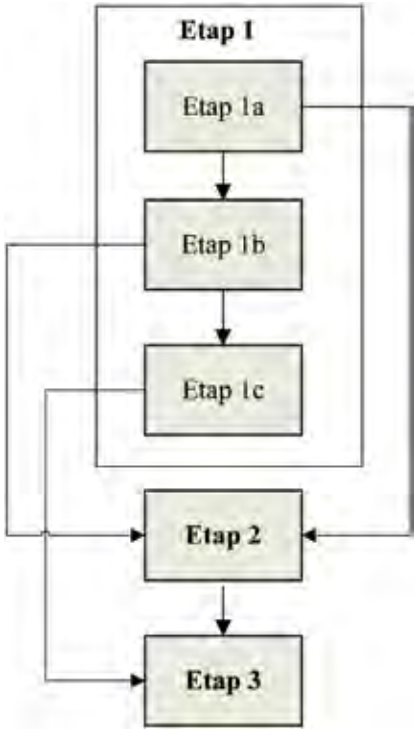


Rys. 11. Przykładowe porównawcze mapy przyczepności na odrywanie utworzone na podstawie wyników badań uzyskanych: a) za pomocą seminieniszczącej metody odrywania, b) za pomocą metod nieniszczących i sieci neuronowej [22]

Na podstawie przeprowadzonych badań i uzyskanych rezultatów można twierdzić, że możliwa jest wiarygodna neuronowa identyfikacja wartości przyczepności na odrywanie $f_{c,b}$ warstw betonowych wierzchniej od podkładowej, na podstawie parametrów ocenionych trzema metodami nieniszczącymi, optyczną, odpowiedzi na impuls i młoteczkową.

4. METODYKA NEURONOWEJ NIENISZCZĄCEJ IDENTYFIKACJI ZESPOLENIA WARSTW BETONOWYCH W POSADZKACH

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz przeprowadzonych analiz z wykorzystaniem sztucznych sieci neuronowych zaproponowano metodykę nieniszczącej identyfikacji wartości zespolenia warstw betonowych w posadzkach, w rozumieniu przyczepności na odrywanie, z wykorzystaniem sztucznych sieci neuronowych. W metodyce tej uwzględniono konieczność wykorzystania trzech nieniszczących metod badawczych i pięciu parametrów uzyskanych za ich pomocą, mianowicie są to: dwa parametry (S_a i S_q) opisujące chropowatość powierzchni warstwy podkładowej oceniane metodą optyczną oraz trzy parametry (K_d, N_{av} i f_T) oceniane na powierzchni posadzki dwoma nieniszczącymi metodami akustycznymi, odpowiedzi na impuls i młoteczkowej. Ogólny schemat tej metodyki pokazano na rysunku 12.



Rys. 12. Ogólny schemat obrazujący metodykę neuronowej nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie warstw betonowych w posadzkach

Metodyka ta obejmuje trzy etapy.

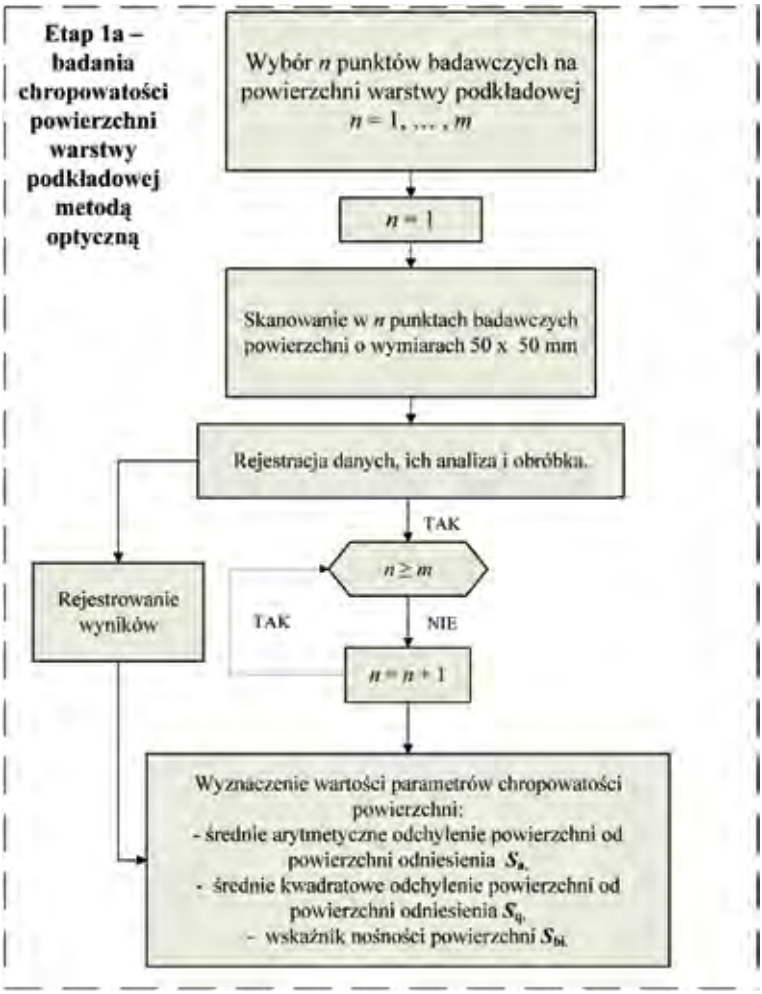
Etap 1 to realizacja badań doświadczalnych, których rezultaty tworzą bazę danych (zbiór danych). Etap ten składa się z: etapu 1a przedstawionego na rysunku 13, w którym należy wykonać badania doświadczalne chropowatości powierzchni warstwy podkładowej metodą optyczną przed zabetonowaniem warstwy wierzchniej, etapu 1b przedstawionego na rysunku 14, w którym po wykonaniu warstwy wierzchniej należy wykonać badania doświadczalne na powierzchni posadzki nieniszczącymi metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls i młoteczkowej, etapu 1c przedstawionego także na rysunku 14, w którym należy wykonać badania doświadczalne seminieniszczącą metodą odrywania.

I tak, w etapie 1a należy dokonać wyboru n punktów badawczych na powierzchni betonowej warstwy podkładowej i następnie wykonać w tych punktach, z wykorzystaniem metody optycznej, skanowanie powierzchni o wymiarach 50 x 50 mm. Rejestracja uzyskanych danych następuje poprzez cyfrowy zapis obrazu powierzchni w postaci pliku. Kolejnym krokiem w tym etapie jest wyznaczenie w punktach badawczych wartości parametrów chropowatości. Następnie, w etapie 1b należy nanieść n punktów badawczych na powierzchni warstwy wierzchniej podłogi w tych samych miejscach jak w etapie 1a (w tych samych punktach, w których wykonano badania metodą optyczną). Kolejnym krokiem w tym etapie jest wykonanie badań nieniszczącą metodą odpowiedzi na impuls. Należy dokonać wzbudzenia fali sprężystej skalibrowanym młotkiem w każdym punkcie badawczym. Efektem tego jest uzyskanie w każdym punkcie badawczym wartości charakterystycznych parametrów: średniej zmienności dynamiki drgań Nav oraz sztywności dynamicznej K_d. Następnie należy wykonać badania metodą młoteczkową. Należy dokonać wzbudzenia w każdym punkcie badawczym fali sprężystej za pomocą wzbudnika i zarejestrowania widma amplitudowo-czasowego. Efektem jest uzyskana wartość częstotliwości odbicia się fali ultradźwiękowej od dna f_T.

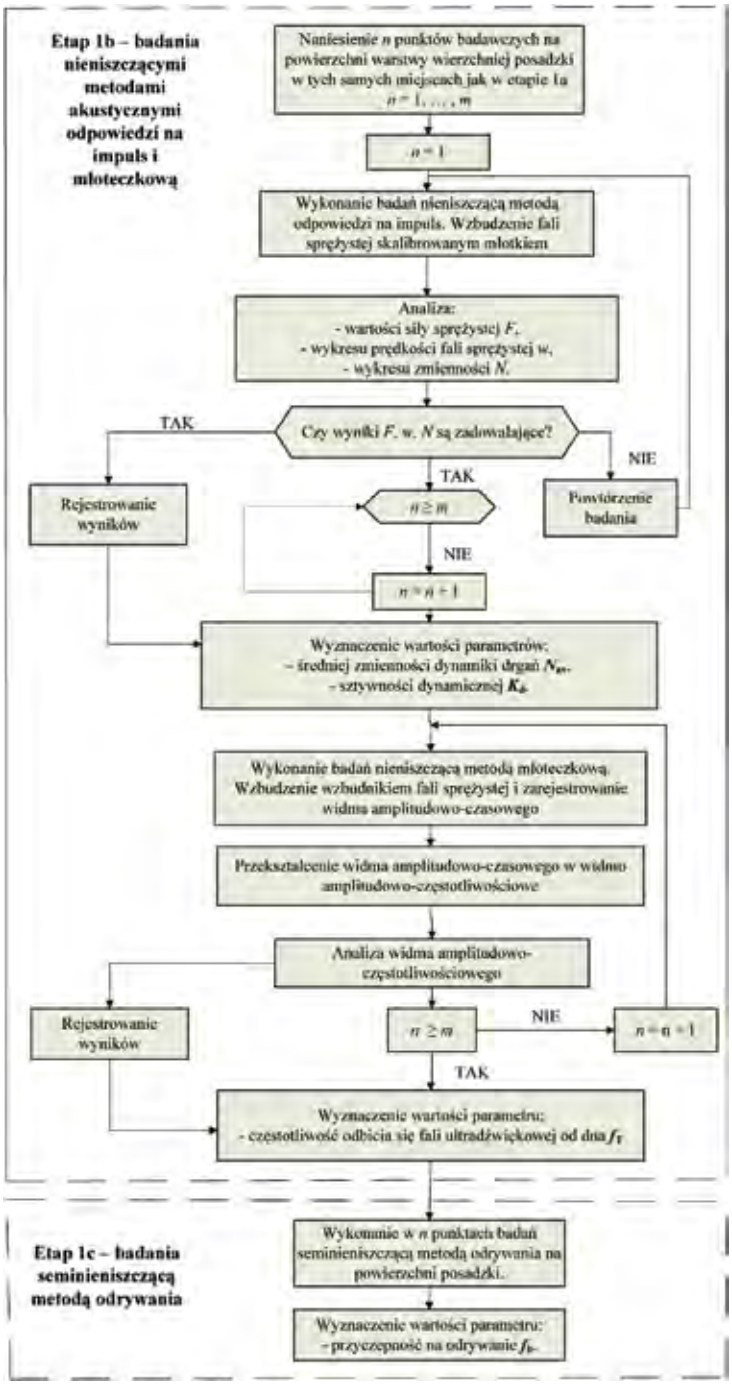
W kolejnym etapie 1c należy wykonać badania seminieniszczącą metodą odrywania i wyznaczyć w tych samych punktach badawczych, w których wykonano badania nieniszczącymi metodami akustycznymi (odpowiedzi na impuls i młoteczkową) wartość przyczepności na odrywanie f_b.

Etap 2 to proces uczenia i testowania sztucznej sieci neuronowej. Etap ten, przedstawiony na rysunku 15, polega na utworzeniu bazy danych do nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie $f_{c,b}$. Jako dane do tego zbioru należy przyjąć wartości parametrów określone w n punktach badawczych w etapie 1. Po dokonaniu analizy statystycznej parametrów uzyskanych w badaniach doświadczalnych następuje wybór sztucznej sieci neuronowej (jej struktury, algorytmu uczenia i ilości neuronów warstwy ukrytej) a następnie uczenie i testowanie. Proponuje się wykorzystać sieć jednokierunkową, wielowarstwową ze wsteczną propagacją błędu i algorytmem uczenia QUASI-NEWTONA, liczbą neuronów warstwy ukrytej 10 oraz z funkcją aktywacji warstwy ukrytej tanh, o strukturze pokazanej na rysunku 8. W momencie uzyskania zadowalających wartości współczynnika korelacji liniowej R w procesie uczenia i testowania ($R > 0,7$), kolejnym krokiem jest weryfikacja doświadczalna sztucznej sieci neuronowej.

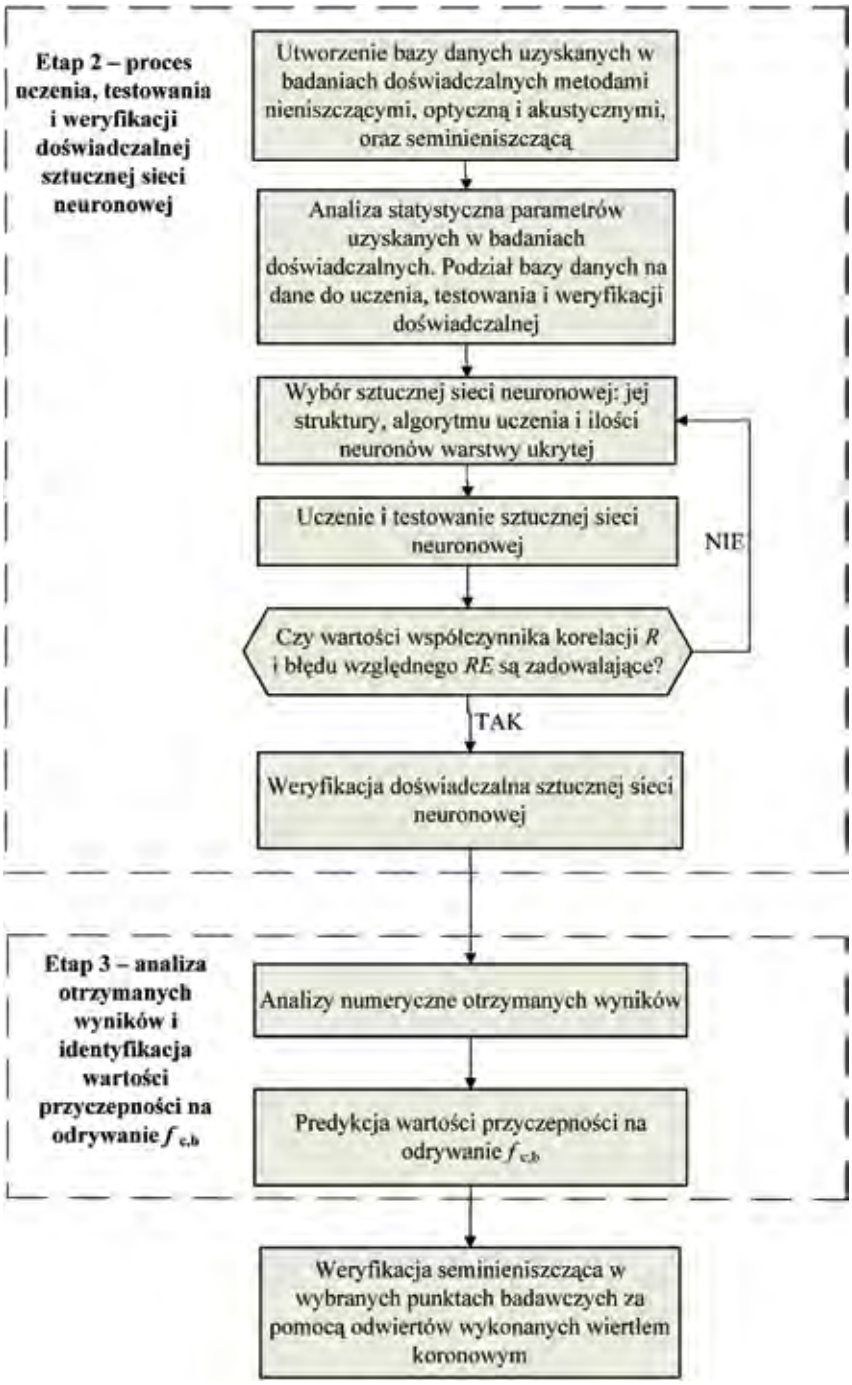
Następnie w etapie 3 następują analizy numeryczne otrzymanych wyników oraz identyfikacja wartości przyczepności na odrywanie $f_{c,b}$. Uzyskane wartości $f_{c,b}$ można zweryfikować seminieniszcząco w losowo wybranych punktach badawczych, wykonując odwierty wiertłem koronowym.



Rys. 13. Schemat obrazujący metodykę nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie warstw betonowych w posadzkach – etap 1a



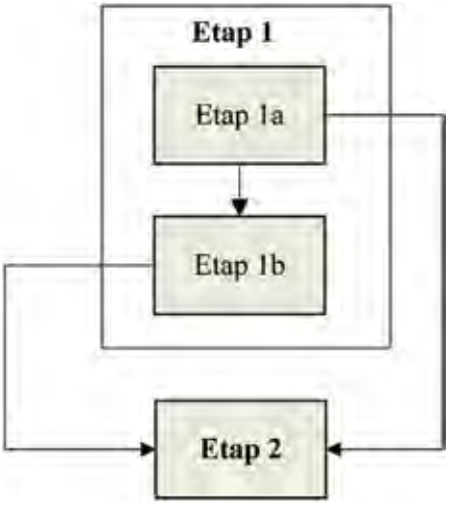
Rys. 14. Schemat obrazujący metodykę nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie warstw betonowych w posadzkach – etapy 1b i 1c



Rys. 15. Schemat obrazujący metodykę nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie $f_{c,b}$ warstw betonowych w posadzkach – etapy 2 i 3

5. KORZYSTANIE Z OPRACOWANEJ METODYKI W PRAKTYCE

Korzystając z metodyki przedstawionej w punkcie 4 można oceniać wartość przyczepności na odrywanie warstw betonowych wierzchniej od podkładowej w posadzkach realizowanych w praktyce. Etapy postępowania przedstawiono na rysunku 16 i opisano poniżej.



Rys. 16. Etapy postępowania w praktyce odnośnie do nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie warstw betonowych w posadzkach

Postępowanie takie obejmuje dwa etapy.

Etap 1 obejmuje badania przedmiotowej (nadzorowanej) posadzki betonowej, których wyniki poddane analizie posłużą do identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie warstw wierzchniej od podkładowej. Etap ten składa się z: etapu 1a przedstawionego wcześniej na rysunku 13, w którym należy wykonać badania chropowatości powierzchni warstwy podkładowej metodą optyczną przed zabetonowaniem warstwy wierzchniej w wybranych punktach pomiarowych, etapu 1b przedstawionego wcześniej na rysunku 14, w którym po wykonaniu warstwy wierzchniej należy wykonać badania doświadczalne na powierzchni posadzki nieniszczącymi metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls i młoteczkową w punktach pomiarowych pokrywających się z tymi, w których wykonano badania metodą optyczną. Utworzona zostanie w tym etapie baza danych dla konkretnej badanej w praktyce posadzki.

W etapie 2 następują analizy numeryczne otrzymanych w etapie 1 wyników za pomocą wybranej sztucznej sieci neuronowej oraz identyfikacja wartości przyczepności na odrywanie $f_{c,b}$. Proponuje się użyć sieć jednokierunkową, wielowarstwową ze wsteczną propagacją błędu i algorytmem uczenia QUASI-NEWTONA, liczbą neuronów warstwy ukrytej 10 oraz z funkcją aktywacji warstwy ukrytej tanh, o strukturze pokazanej na rysunku 8. Uzyskane wartości $f_{c,b}$ można zweryfikować seminieniszcząco w losowo wybranych punktach badawczych, wykonując badania metodą odrywania (rys. 17).

Rys. 17. Etap 2 postępowania w praktyce odnośnie do nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie fc,b warstw betonowych w posadzkach.

6. PODSUMOWANIE

W referacie przedstawiono opracowany nowy nieniszczący sposób diagnozowania, pozwalający identyfikować wartość przyczepności na odrywanie warstw betonowych wierzchniej od podkładowej na przykładzie posadzek, eliminujący mankamenty stosowanej do tego celu w praktyce seminieniszczącej metody odrywania.

Sposób ten bazuje na znajomości wartości dwóch parametrów opisujących chropowatość powierzchni warstwy podkładowej ocenianych metodą optyczną, mianowicie średniego arytmetycznego odchylenia badanej powierzchni od powierzchni odniesienia (S_a) i średniego kwadratowego odchylenia badanej powierzchni od powierzchni odniesienia (S_q) oraz wartości trzech parametrów ocenianych nowoczesnymi metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls (K_d – sztywność dynamiczna, N_{av} – średnia zmienność dynamiki drgań) i młoteczkowej (f_T – częstotliwość odbicia się fali ultradźwiękowej od dna) na powierzchni warstwy wierzchniej, oraz wykorzystaniu sztucznych sieci neuronowych.

Przedstawiono w referacie dwie metodyki, mianowicie metodykę zerojedynkowej nieniszczącej oceny zespolenia warstw betonowych wierzchniej od podkładowej w posadzkach oraz metodykę neuronowej nieniszczącej identyfikacji wartości przyczepności na odrywanie tych warstw z pokazaniem możliwości skorzystania z niej w praktyce.

Literatura

[1] Bień J., Hoła J., Sadowski L.: *Modern NDT Techniques in Diagnostics of Transport Infrastructure Concrete Structures*. International Workshop on Smart Materials, Structures NDT in Canada 2013 Conference & NDT for the Energy Industry, Calgary, 2013.

[2] Bungey J., Millard S., Gratham M.: *Testing of concrete in structures*, Taylor & Francis, London, 2006.

[3] Davis A., Hertlein B.: *Nondestructive testing of concrete pavement slabs and floors with the transient dynamic response method*. Proceedings of International Conference: Structural Faults and Repair, 1987.

[4] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. T. 1, Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali*, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa, 2010.

[5] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: *Metody lokalizacji wad konstrukcji betonowych – metoda ultradźwiękowa*, Przegląd Budowlany, 9, s. 29-36, 2007.

[6] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: *Metody lokalizacji wad konstrukcji betonowych – metoda młoteczkowa*, Przegląd Budowlany, 10, s. 37-42, 2007.

[7] Erdem S., Dawson A., Thom N.: *Impact loadinduced microstructural damage and microstructure associated mechanical response of concrete made with different surface roughness and porosity aggregates*, Cement and Concrete Research, 42, s. 291–305, 2012.

[8] Garbacz A., Courard L., Kostana K.: *Characterization of concrete surface roughness and its relation to adhesion in repair systems*, Materials Characterization 56 (4–5), s. 281–289, 2006.

[9] Garbacz A.: *Nieniszczące badania betonopodobnych kompozytów polimerowych za pomocą fal sprężystych – ocena skuteczności napraw*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2007.

[10] Hoła J., Sadowski Ł.: *Testing interlayer pull-off adhesion in concrete floors by means of non-destructive acoustic methods*, 18th World Conference on Non Destructive Testing, Durban, 2012.

[11] Hoła J., Sadowski Ł., Schabowicz K.: *Non-destructive evaluation of the concrete floor quality using Impulse Response s'Mash and Impact-Echo Methods*. e-Journal of Nondestructive Testing & Ultrasonics 14 (3), 2011.

[12] Hoła J., Sadowski Ł., Schabowicz K.: *Nondestructive identification of delaminations in concrete floor toppings with acoustic methods*, Automation in Construction, 20 (7), s. 799-807, 2011.

[13] http://viateco.eu/_ftp/DY_2.pdf

[14] Maierhofer Ch., Krause M., Mielentz F., Streicher D., Milmann B., Gardei A., Kohl Ch., Wiggenhauser H.: *Complementary application of radar, impulse response and ultrasonics for testing concrete structures and metallic tendon ducts*, Proceedings of 83rd Annual Meeting Transportation Research Board of the National Academies, 2004.

[15] Mathia T., Pawlus P., Wieczorowski M.: *Recent trends in surface metrology*, Wear, 271, s. 494–508, s. 2011.

[16] Mathia T., Zahouani H., Stout K., Sullivan P., Dong W., Mainsah E., Lou N.: *The development of methods for characterisation of rougness in three dimensions*, ECSC-EEC-EAEC, Brussels--Luxembourg, 1993.

[17] Oh S., Suh B, Noh M, Han S., Kim K., Cho E.: *Non-destructive test for the assessment of concrete structure safety applied to full-scale test model*, American Geophysical Union, Fall Meeting, 12, 2009.

[18] Perez F., Bissonette B., Gagne R.: *Parameters affecting the debonding risk of bonded overlays used on reinforced concrete slab subjected to flexural loading*, Materials and Structures, 42, s. 645–662, 2009.

[19] Piotrowski T.: *Zastosowanie analizy sygnały impact-echo do oceny jakości zespolenia w układach naprawczych betonu*, Rozprawa Doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa, 2009.

[20] Reiner J., Stankiewicz M.: *Evaluation of the predictive segmentation algorithm for the laser triangulation method*, Metrology and Measurement Systems, 18 (4), s. 667-678, 2011.

[21] Sadowski Ł.: *Non-destructive identification of defects in power support structure foundations by means of acoustic techniques*, Key Engineering Materials, 2014 (przyjęty do druku).

[22] Sadowski Ł.: *Nieniszcząca ocena zespolenia warstw betonowych w podłogach z wykorzystaniem sztucznych sieci neuronowych*, Rozprawa Doktorska, Politechnika Wrocławska, Wroclaw, 2012.

[23] Sadowski Ł.: *Analiza wpływu chropowatości podkładu betonowego na przyczepność na odrywanie warstwy wierzchniej*, Informatyka, Automatyka Pomiary w Gospodarce i Ochronie Środowiska (IAPGOŚ), 1, s. 39-42, 2013.

[24] Sadowski Ł.: *Non-destructive evaluation of the pull-off adhesion of concrete floor layers using RBF neural network*, Journal of Civil Engineering and Management 19 (4), s. 550-560, 2013.

[25] Sadowski Ł., Hoła J.: *Application of an artificial neural network to the evaluation of pull-off adhesion of concrete layers, in B,H,V*, Topping, P, Iványi, (Editors), "Proceedings of the Fourteenth International Conference on Civil Structural and Environ-mental Engineering Computing", Civil--Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 179, 2013.

[26] Sadowski Ł., Hoła J.: *Neural prediction of the pull-off adhesion of the concrete layers in floors on the basis of nondestructive tests*, Procedia Engineering, 57: s. 986-995, 2013.

[27] Sadowski Ł., Hoła J.: *New nondestructive way of identifying the values of pull-off adhesion between concrete layers in floors*, Journal of Civil Engineering and Management, 2014 (przyjęty do druku).

[28] Sansalone M., Streett W.: *Impact-echo: Nondestructive Evaluation of Concrete and Masonry*, Bullbrier Press, Ithaca, 1997.

[29] Santos P., Julio E.: *Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface*, Construction and Building Materials, 21, 8, s. 675–681, 2007.

[30] Siewczyńska M.: *Method for determining the parameters of surface roughness by usage of a 3D scanner*, Archives of Civil and Mechanical Engineering 12 (1), s. 83-89, 2012.

[31] Silfwerbrand J., Beushausen H.: *Bonded concrete overlays – bond strength issues, Proceedings of the First International Conference on Concrete Repair*, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR 2005), Cape Town, South Africa, s. 19-21, 2005.

NON-DESTRUCTIVE DIAGNOSTICS OF THE CONCRETE LAYERS ON THE EXAMPLE OF CONCRETE FLOORS

Zbigniew RUSIN[1]

WYBRANE PROBLEMY MROZOODPORNOŚCI BETONU

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono analizę wpływu czynników materiałowych na mrozoodporność betonów. Wyróżniono cechy sprzyjające poprawie trwałości w ujęciu technologicznym.

SŁOWA KLUCZOWE: porowatość betonu, nasiąkliwość betonu, mrozoodporność betonu

1. POROWATOŚĆ BETONU

Trwałość zamrażanych matryc cementowych jest pochodną cech geometrycznych porów, w szczególności proporcji wzajemnej grup porów o zbliżonych właściwościach: porów dużych (powietrznych), z ograniczoną zdolnością pochłaniania wody, porów kapilarnych, łatwo wypełniających się wodą zdolną do zamarzania w warunkach eksploatacyjnych (umownie można przyjąć, że dotyczy to temperatur powyżej -25°C), porów żelowych, wypełniających się wodą silnie adsorbowaną, niezdolną do krystalizacji w temperaturach eksploatacyjnych (Tabela 1).

Tabela 1. Ogólna klasyfikacja porów w betonie

Nazwa	Średnica	Geneza	Właściwości wody
pory powietrzne	>10 µm	przypadkowo lub celowo wprowadzone pęcherzyki powietrzne do mieszanki, porowate kruszywo naturalne lub sztuczne	woda swobodna, łatwo zamarzająca i odparowująca w warunkach eksploatacyjnych, umiarkowane napięcie kapilarne,

[1] dr hab. inż., Zbigniew Rusin, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

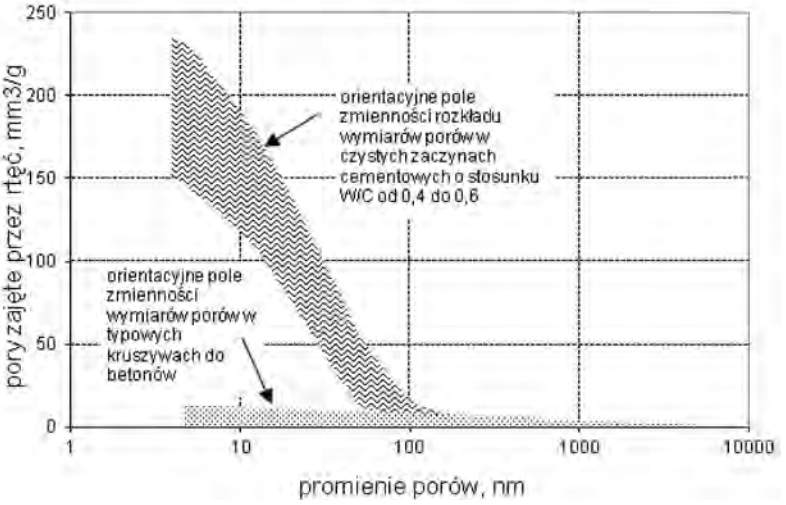
Nazwa	Średnica	Geneza	Właściwości wody
duże pory kapilarne	0,05–10 µm	pory powstałe w wyniku odparowania nadmiaru wody zarobowej w zaczynie cementowym, typowe pory w kruszywach ze zwartych skał naturalnych	woda swobodna, łatwo zamarzająca i odparowująca, stosunkowo szybko przemieszczająca się wskutek napięcia kapilarnego, ograniczona możliwość kondensacji
małe pory kapilarne	10-50 nm	pory powstałe z nadmiaru wody zarobowej w zaczynie cementowym, pory szczelinowe w kruszywach naturalnych (np. w bazalcie)	wzrost sił adsorpcji objawiający się tendencją do kondensacji wody i wyraźnego obniżenia temperatury zamarzania, silne napięcie kapilarne
pory żelowe	< 10 nm	mikropory stanowiące około 28% objętości zhydratyzowanego cementu (1,5-4 nm), najdrobniejsze pory kapilarne (2,5–10 nm) oraz inne mikropory, w tym powstałe w strefie stykowej kruszywo-zaczyn i zbrojenie--zaczyn	silna i bardzo silna adsorpcja, zdolność do całkowitego wypełniania się porów wodą wskutek kondensacji, obniżenie temperatury zamarzania wody poniżej –20°C

1 mm = 1000µm (mikrometrów)
1µm = 1000 nm (nanometrów)

W typowych betonach konstrukcyjnych całkowita porowatość zaczynów cementowych wynosi około 40 do 50%. Porowatość kruszyw jest znacznie niższa. Ogólnie nie przekracza kilku procent (rys.1 i 2). Stąd znaczenie kruszywa przy prognozowaniu mrozoodporności wydaje się czasem mniej istotne. Biorąc jednak pod uwagę, że kruszywo stanowi ponad 70% objętości betonu, zagadnienie jego doboru jest ważne.

Rys. 1. Pory w betonie

Przykładów braku mrozoodporności w wyniku zastosowania niewłaściwego kruszywa jest wiele. Spektakularnym przypadkiem był problem z betonowymi nawierzchniami na lotnisku w Modlinie.



Rys. 2. Porównanie charakterystyki porów w zaczynie cementowym i kruszywie zbadanych metodą porozymetrii rtęciowej [14]

2. NASIĄKLIWOŚĆ BETONU

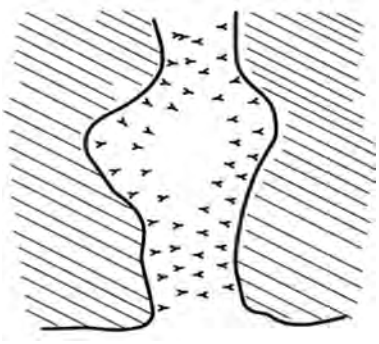
Wyróżnia się dwa podstawowe mechanizmy przemieszczania i retencji wody w porach. Pierwszy to adsorpcja fizyczna i kondensacyjna, drugi to ciśnienie kapilarne. Adsorpcja związana jest z przyciąganiem molekuł wodnych przez ścianki porów w wyniku oddziaływania powierzchniowych ładunków elektrostatycznych. Dla większości minerałów formujących skały i stwardniały zaczyn cementowy, ich ładunki powierzchniowe mają znak ujemny (tabela 2). Stąd mogą one przyciągać dodatnio naładowane jony i molekuły. Im większy jest ładunek, tym większa ich liczba może być przyciągana. Woda stanowi medium, które najczęściej wyrównuje potencjały powierzchni. Jej molekuły, będące dipolami, przywierają do ścianek porów (rys.3).

Tabela 2. Klasyfikacja powierzchni minerałów [1]

	Powierzchnia kryształu	Płaszczyzna łupliwości	Powierzchnia przełamu	Powierzchnia formy bezpostaciowej
Ładunek powierzchniowy	słaby	przeciętny	duży	bardzo duży
Biegunowość	–	–	– / +	– / +
Przykład	kwarc, skaleń, mika, dolomit, kalcyt	iłołupek, skaleń, mika, dolomit, kalcyt	kwarc, skaleń, mika	rogowiec, szkło wulkaniczne

Przypuszcza się, że grubość warstewki wody adsorbowanej fizycznie wynosi co najmniej 1 do 3 średnic cząsteczki wody. Praktycznie woda w porach o promieniach r < 2 nm w całości podlega oddziaływaniom powierzchniowym. Pomimo, że struktura adsorbowanej wody nie

jest znana (na przykład nie wiadomo czy jej gęstość jest większa czy mniejsza od gęstości wody swobodnej), to wiadomo na pewno, że jej parametry fizyko-chemiczne i termodynamiczne odróżniają ją od wody swobodnej. Zatem w efekcie oddziaływania zjawiska adsorpcji fizycznej woda w bardzo małych porach jest praktycznie unieruchomiona, a opory hydrauliczne, tak wysokie, że nawet przy bardzo wysokich ciśnieniach przepływ wody nie następuje. Usunięcie wody adsorbowanej jest możliwe poprzez suszenie w podwyższonych temperaturach.



Rys. 3. Schemat uporządkowania dipoli wodnych na powierzchni mikroporów [1]

Obok adsorpcji fizycznej, czynnikiem wpływającym na ogólny bilans wody w betonie jest adsorpcja kondensacyjna. Zachwianie równowagi termodynamicznej (gradienty temperatur, zróżnicowanie stężenia pary wodnej w porach, zmiany zawilgocenia powietrza zewnętrznego) uruchamia proces dyfuzji, który może prowadzić do kondensacji pary wodnej w porach kapilarnych. W szczególnych warunkach (wychłodzony beton – ciepłe i wilgotne powietrze) mechanizm ten jest w stanie doprowadzić beton do stanu całkowitego nasączenia wodą, chociaż adsorbowana woda przemieszcza się w postaci pary.

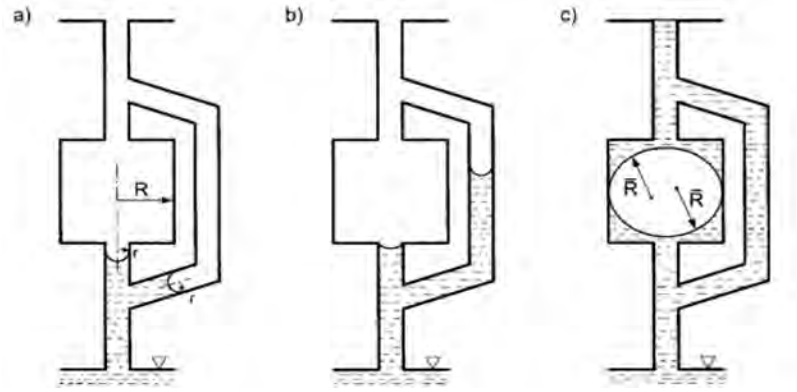
Drugim bardzo istotnym mechanizmem transportu i utrzymywania wody wewnątrz betonu jest ciśnienie kapilarne. Procesy kapilarne dotyczą wody wolnej. Są pochodną adhezji (przylegania cząsteczek wody do powierzchni ścianek porów) oraz kohezji (oddziaływań między cząsteczkami wody w strefie powierzchniowej – napięcia powierzchniowego). Zjawiska kapilarne zachodzą już w porach o promieniach kilku nanometrów. Pod warunkiem, że pory te nie zostały wcześniej wypełnione w drodze adsorpcji. Wypadkowa sił adhezji i kohezji generuje ciśnienie kapilarne, którego wartość przedstawia się jako:

$$P_c = 2\sigma \cos\theta / r \tag{1}$$

gdzie: P_c – ciśnienie kapilarne
σ – napięcie powierzchniowe wody
r – promień przekroju kapilary
θ – kąt zwilżalności ścianki poru.

W warunkach izotermicznych ciśnienie kapilarne wody jest odwrotnie proporcjonalne do promienia poru. Jeśli przyjąć, że pory kapilarne mają wymiary w granicach 5 nm do 5000 nm to zgodnie z zależnością (1), ciśnienie Pc w porach kapilarnych może przyjąć wartości w przedziale od 30 MPa do około 0,03 MPa. W przypadkach bezpośredniego kontaktu z wodą wolną,

mechanizm kapilarny w betonach zwykłych, jest w stanie doprowadzić do nasączenia krytycznego. Mechanizm tych zjawisk w odniesieniu do mrozoodporności betonu został opisany przez Tollenara, a następnie rozwinięty przez Fagerlunda [2] (rys. 4).



Rys. 4. Schemat wypełniania porów betonu wodą [2]

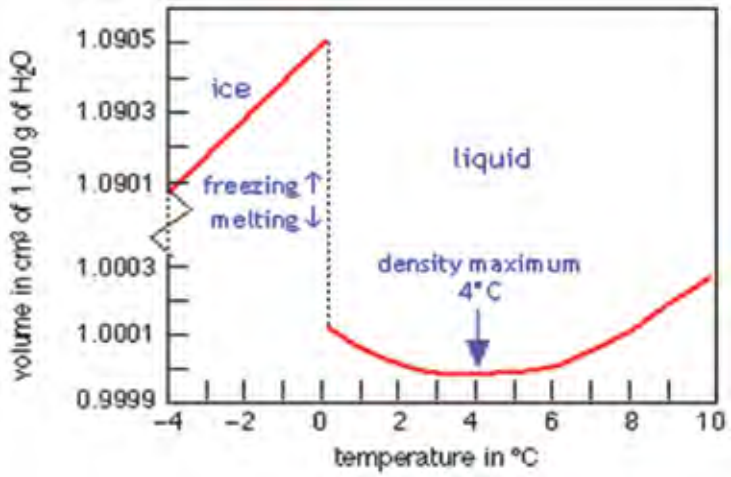
Drobny kanał kapilarny, o przekroju cylindrycznym o promieniu r, rozszerza się nagle do promienia R, a następnie znowu zwęża do promienia r. Powyżej i poniżej dużego poru znajdują się rozwidlenia połączone kanałem o promieniu r. Cienkie kanały (r) symbolizują pory kapilarne. Pustka o promieniu R symbolizuje grube pory kapilarne lub pory powietrzne. Bezpośredni kontakt materiału z wodą powoduje ruch wody wywołany ciśnieniem kapilarnym. Po osiągnięciu rozwidlenia, strumień dzieli się na dwie odnogi (rys. 4a). Dopóki główny kanał i rozwidlenie mają tę samą średnicę, ciśnienie Pc jest to samo i przepływ jest ten sam. Gdy menisk dotrze do grubego poru, ciśnienie gwałtownie spada do wartości zależnej od promienia R (rys. 4b). Woda w rozgałęzieniu jest przemieszczana w dalszym ciągu. Szeroki por nie wypełni się wodą dopóki nie zostaną wypełnione wszystkie pory drobne wokół niego. Gdy to nastąpi i woda dotrze do górnego rozgałęzienia, to w grubym porze pozostanie uwięziony pęcherzyk powietrza (rys. 4c). Uwięzione powietrze musi być narażone na dodatkowe ciśnienie wywołane napięciem powierzchniowym wody. Całkowite ciśnienie powietrza w pęcherzyku wyniesie:

0,115 MPa gdy R = 10000 nm (13%)
0,25 MPa gdy R = 1000 nm (60%)
1,6 MPa gdy R = 100 nm (94%)
15,1 MPa gdy R = 10 nm (99,3%)

Powietrze w pęcherzyku jest zagęszczone, tym bardziej im niższa jest wartość R. Ponieważ powietrze jest ściśliwe, względna objętość pęcherzyka zmaleje o wartość podaną w nawiasie. W pewnych określonych warunkach w betonie nasączonym wodą największe pęcherzyki powietrzne (w najgrubszych porach) mogą przetrwać stosunkowo długo. Pęcherzyki najmniejsze zostają rozpuszczone w wodzie i zanikają tym szybciej im mniejsza jest wartość R. Opisane zjawisko ma w praktyce istotne znaczenie. Przy pewnej określonej liczbie rozproszonych pustek powietrznych, hydrauliczny system porów umożliwia przemieszczanie wody pod niewielkim ciśnieniem, na stosunkowo krótkich odcinkach. Warto także zwrócić uwagę, że porowatość całkowita nie jest dobrym wskaźnikiem nasiąkliwości betonu i odwrotnie.

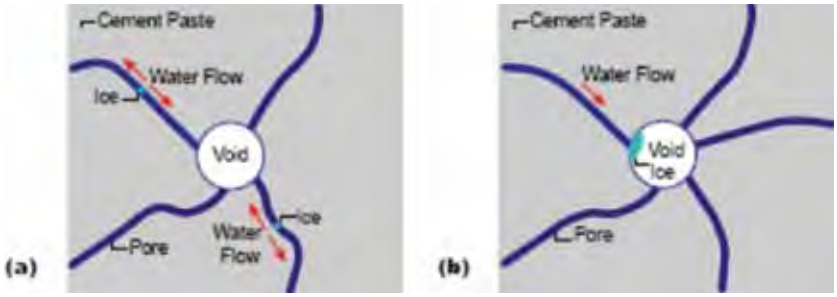
3. ZAMRAŻANIE WODY W BETONIE

Przy przejściu fazowym wody swobodnej w lód jej gęstość się obniża. W temperaturach bliskich 0°C odpowiada to wzrostowi objętości o około 9,06% (rys.5).

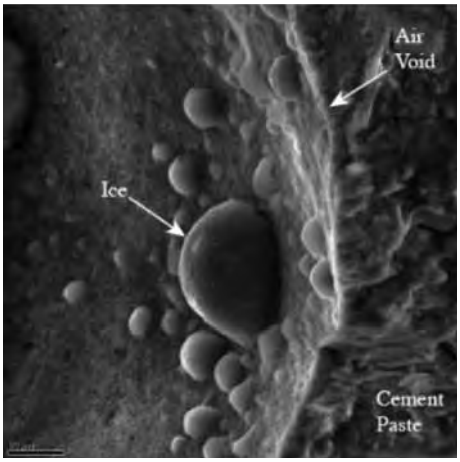


Rys. 5. Zmiany objętości wody przy jej przemianie fazowej [3]

Jeżeli brakuje miejsca na ekspansję zamrażanej wody, generowane jest ciśnienie, którego wartość rośnie proporcjonalnie do spadku temperatury. Teoretycznie wartość ciśnienia przy -22°C osiąga wartość ponad 200 MPa. Wzrost ciśnienia w porach z zamarzającą wodą wywołuje jej przepływ w kierunku miejsc o niższym ciśnieniu. Gdy opory hydrauliczne są wysokie łatwo dochodzi do przekroczenia lokalnej wytrzymałości ścianek porów i uszkodzeń betonu. Jeżeli w betonie występują pory nie wypełnione wodą, woda przenika do nich, gdzie zamarza bez przeszkód (rys.6 i 7). W wyniku analizy tych zjawisk w 1945 roku Powers przedstawił swoją teorię ciśnienia hydraulicznego [5], która umożliwiła w konsekwencji praktyczne rozwinięcie techniki napowietrzania betonu. Podstawowej techniki w zabezpieczaniu betonów przed mrozem i solami rozmrażającymi.

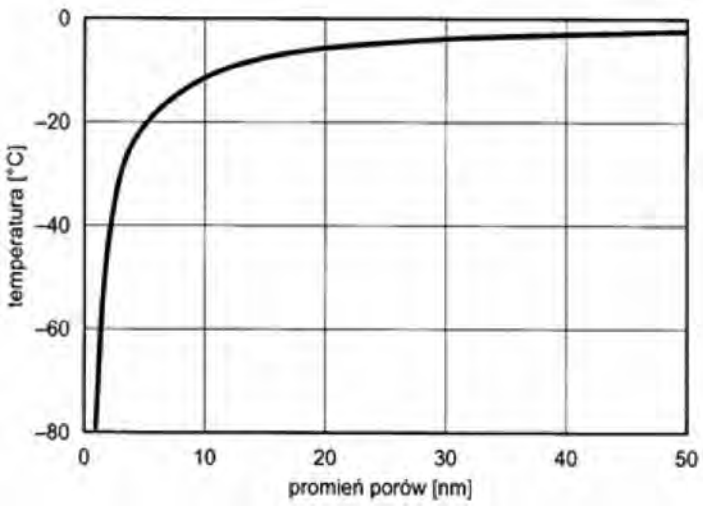


Rys. 6. Schematyczny obraz przemieszczania wody w porach kapilarnych podczas zamrażania [4]



Rys. 7. Zdjęcie zamarzniętej wody wewnątrz pustki powietrznej [4]

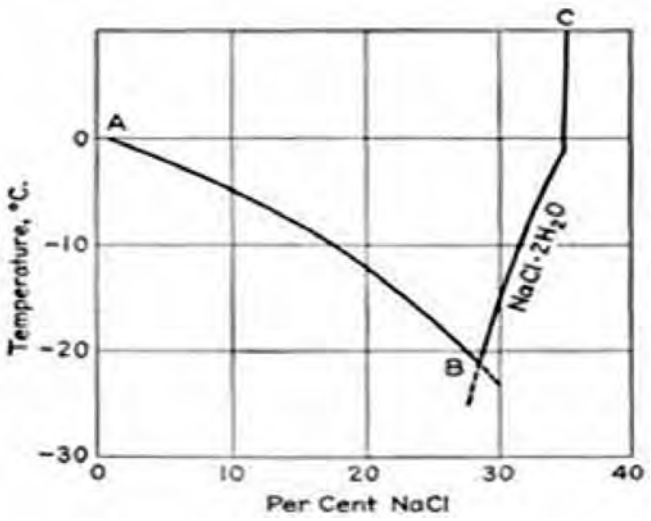
Przedstawiony obraz mechanizmu niszczącego jest w rzeczywistości znacznie bardziej skomplikowany. W rzeczywistości część wody w porach betonu jest silnie adsorbowana na powierzchniach ścianek wewnętrznych porów, co w sposób istotny wpływa na jej zdolność do przemiany fazowej. Zasadnicze znaczenie ma tu charakterystyka geometryczna porów. Na rysunku 8 przedstawiono tę zależność.



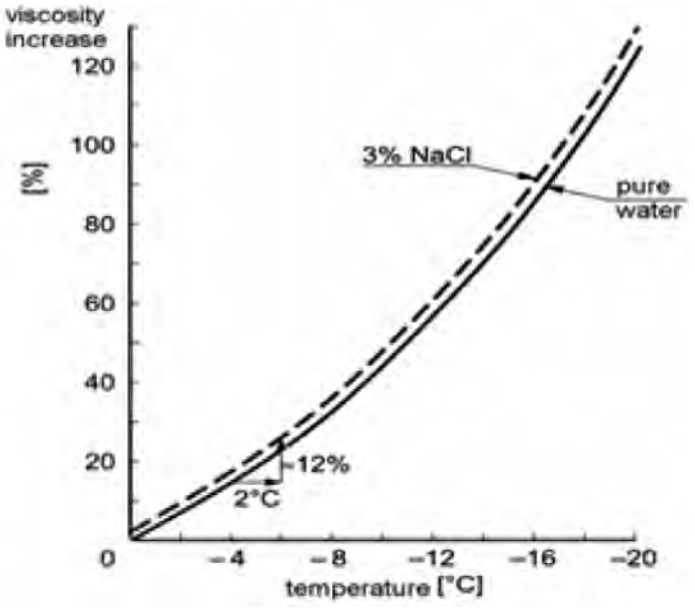
Rys.8. Hipotetyczna zależność pomiędzy temperaturą zamarzania wody a wymiarami porów według formuły Gibbsa-Thomsona [6]

Po drugie, początkowi zamrażania wody towarzyszy zjawisko przechłodzenia, które może zmienić obraz przemiany fazowej w jej początkowym etapie. Proces powstawania lodu będzie znacznie przyśpieszony. Po trzecie, w wodzie zawartej w porach betonu są obecne składniki

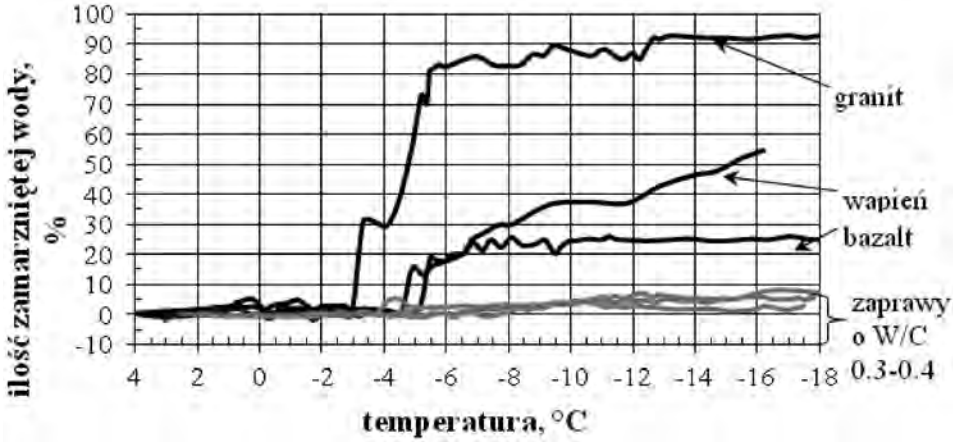
mineralne pochodzenia wewnętrznego i zewnętrznego. Niektóre znacznie zmieniają właściwości wody. Na przykład NaCl obniża temperaturę równowagi fazowej wody oraz zmienia lepkość roztworu (rys.9 i 10).



Rys. 9. Wpływ NaCl na temperaturę zamarzania jej wodnego roztworu [7]



Rys. 10. Wpływ temperatury na zmianę lepkości wody i 3% roztworu NaCl [14]



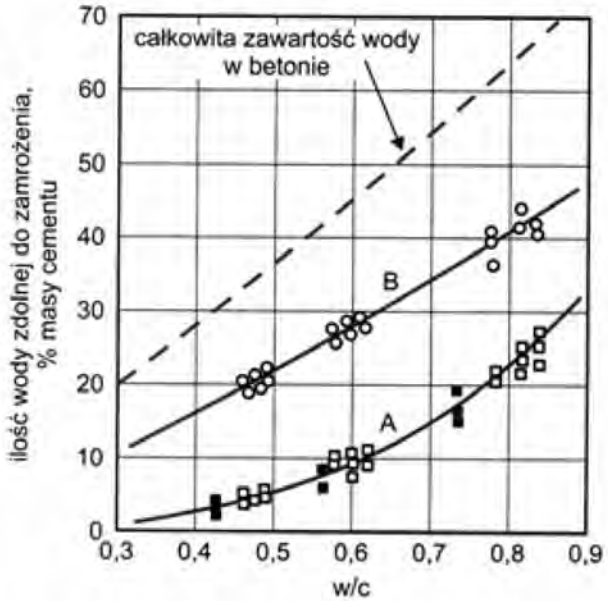
Rys. 11. Porównanie względnej ilości lodu w skałach i zaprawach [14]

Przy założeniu, że -25°C potraktowane zostanie jako graniczna wartość temperatur eksploatacyjnych, to zgodnie z rysunkiem 8 istotne znaczenie dla trwałości mrozowej betonu będą miały pory o wymiarach promienia powyżej 3 nm. W mniejszych porach zalega woda, która bezpośrednio nie zagraża integralności betonu, pomimo, że wypełnia pory w stopniu wyższym od 91%. Tezy te dobrze ilustruje rysunek 11, na którym porównano proces zamrażania wody w kruszywie bazaltowym, granitowym i wapiennym z procesem zamrażania wody w zaprawach o w/c w granicach 0,3 do 0,4. Analiza przebiegu procesu wraz ze zmianą temperatury, wskazuje na istotne różnice pomiędzy składnikami betonu. W zaprawie cementowej sumaryczna ilość powstałego lodu nie przekracza na ogół kilku, kilkunastu procent początkowej ilości wody, w zależności od wartości wskaźnika w/c. W kruszywie granitowym, w którym wymiary porów są znacznie większe niż w zaczynie (mediana średnic porów około 10 razy większa), krystalizacja lodu rozpoczyna się w temperaturze kilka stopni wyższej, a przemianie fazowej ulega ponad 90% zawartej w porach wody. Większość kruszyw o wysokim stopniu przydatności do betonów mrozoodpornych zachowuje się podobnie. Odmienny charakter bazaltu, w którym zamarzło niewiele ponad 20% wody, wynika z dominacji drobnych porów (pęknięcia pomiędzy kryształami). Stąd zbliżony do zaprawy charakter krystalizacji.

Udział poszczególnych grup porów jest zmienny w czasie dojrzewania. Zmienność ta jest obserwowana nie tylko w okresie poprzedzającym umowną granicę dojrzałości (28 dni), ale także w późniejszym okresie i w znacznym stopniu jest uwarunkowana składem cementu oraz stosunkiem w/c. Związana jest z przekształceniami chemicznymi lub mechanicznymi matrycy cementowej. Czynnikami mechanicznymi (pomijając obciążenia zewnętrzne) wpływającymi na przemieszczenia stałych elementów matrycy są głównie naprężenia towarzyszące zmiennym ciśnieniom kapilarnym podczas zmian zawilgocenia (w tym skurcz) lub naprężenia wywołane ciśnieniami towarzyszącymi zamrażaniu wody (w niektórych przypadkach oddziałują naprężenia związane z gradientami temperatur).

Szczególna rola przypada historii zawilgocenia materiału (rys.12). W matrycach cementowych nigdy nie poddanych suszeniu (stale wilgotnych), ilość zdolnej do zamarzania wody w porach jest relatywnie bardzo niska, nie przekracza na ogół kilku procent. Po przesuszeniu i ponownym nasączeniu wodą, procentowa zawartość lodu zwiększa się znacząco (tym więcej

im wyższa wartość w/c) – rys.12. Przesuszenie powoduje lokalne zagęszczenie elementów szkieletu matrycy cementowej i wzrost przestrzeni odpowiadających swoją wielkością najmniejszym porom kapilarnym. Przy ponownym kontakcie betonu z wodą, wzrasta procentowy udział wody słabiej adsorbowanej, zdolnej do zamarzania.



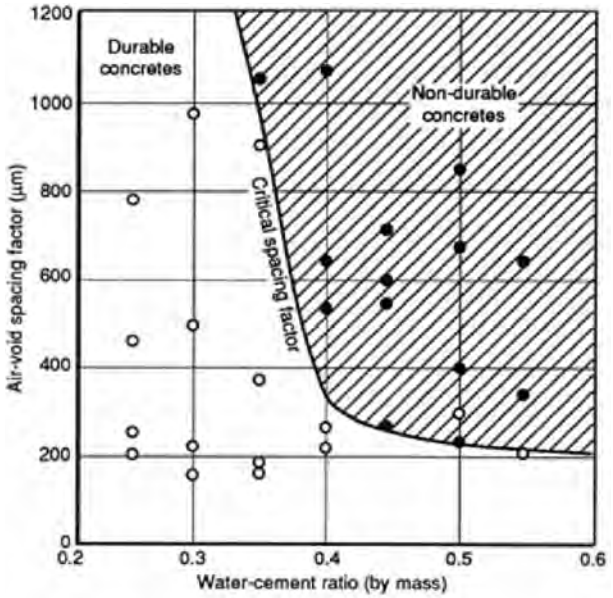
Rys.12. Zdolna do zamrożenia ilość wody w betonie w temperaturze -15°C. A = próbki nigdy nie poddane suszeniu, B = próbki suszone i ponownie nawilżone (Vuorinen wg [8])

Zjawisko zwiększania zawartości wody zdolnej do krystalizacji obserwowane jest także w wyniku przekształceń mikrostruktury spowodowanych naprężeniami towarzyszącymi kolejnym cyklom zamrażania. Jednym z modeli teoretycznych tłumaczących to zjawisko jest model „mikrosoczewek lodowych", opracowany przez Setzera [9]. Podatność szkieletu matrycy cementowej na oddziaływanie omówionych czynników maleje wraz z obniżaniem w/c.

4. KSZTAŁTOWANIE MROZOODPORNOŚCI BETONÓW CEMENTOWYCH

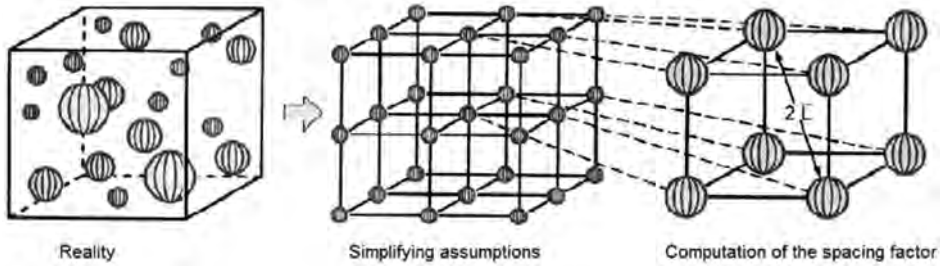
4.1 betony napowietrzane

Osiągnięcie poprawnej proporcji pomiędzy porami powietrznymi, z ograniczoną zdolnością pochłaniania wody, a porami kapilarnymi, łatwo wypełniającymi się wodą zdolną do zamarzania w warunkach eksploatacyjnych, wymaga przeprowadzenia kontrolowanego zabiegu napowietrzania mieszanki betonowej i/lub ograniczenia objętości porów kapilarnych poprzez redukcję wody zarobowej (obniżenie w/c). Istotę zagadnienia oddaje rysunek 13.



Rys. 13. Zależność ogólnej mrozoodporności objętościowej betonu (ASTM C 666) od wskaźnika przestrzennej dystrybucji porów powietrznych L i w/c (Okada i inni wg [10])

Ważnym parametrem określającym jakość napowietrzenia jest wskaźnik przestrzennej dystrybucji porów L. Interpretacja fizyczna wskaźnika L jest dosyć prosta w założeniu – L oznacza przeciętną największą odległość porów zawierających zamarzającą wodę od pustki powietrznej, która może przejąć nadmiar zamarzającej wody (rys.14).



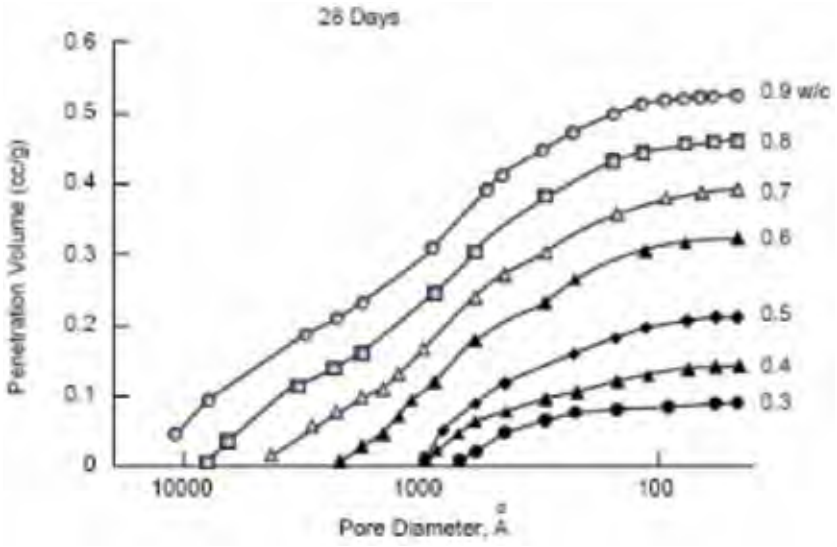
Rys. 14. Założenia obliczeniowe wskaźnika L [10]

Wskaźnik przestrzennej dystrybucji porów powietrznych L może być badany poprzez analizę optyczną wypolerowanych przekrojów dojrzałych próbek betonowych (np. metoda PN-EN 480-11:2008) lub poprzez analizę zawartości pęcherzyków powietrznych różnych rozmiarów w świeżej mieszance (metoda AVA).

W grupie omawianych betonów pory kapilarne tworzą otwarty system hydrauliczny z możliwością przemieszczania wody kapilarnej oraz pary wodnej. Obecność porów powietrznych obniża ciśnienia hydrauliczne w porach kapilarnych i łagodzi skutki cyklicznego zamrażania.

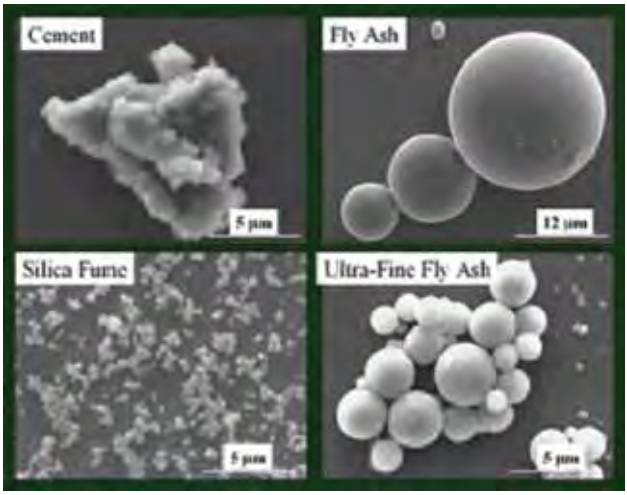
Wskaźnik L powinien wynosić co najwyżej 0,20 mm (lżejsze warunki eksploatacyjne, np. okresowy kontakt z czystą wodą) oraz poniżej 0,17- 0,18 mm w trudniejszych warunkach (woda + środki odmrażające).

Wraz z obniżaniem wskaźnika w/c zwiększa się szczelność matrycy cementowej (obniża się porowatość całkowita). Zmniejsza się przeciętny wymiar przekroju porów kapilarnych – rys.15. Zmniejszenie wymiarów porów zwiększa ryzyko powstania wyższych ciśnień przy zamrażaniu wody. Wprawdzie ilość wody zdolnej do krystalizacji przy niższych wartościach W/C maleje to jednak zakres uszkodzeń w wyniku jej przekształcenia w lód może być porównywalny lub w określonych sytuacjach większy od betonów o mniej szczelnych matrycach. Wzrost ciśnienia jest efektem wzrostu oporów hydraulicznych, które rosną z czwartą potęgą odwrotności promienia porów.



Rys. 15. Obniżenie wymiarów porów oraz porowatości całkowitej wraz z obniżeniem w/c [4].

Dodatkowym problemem w tym względzie może być doszczelnianie mikrostruktury pyłami krzemionkowymi lub drobniejszymi frakcjami innych dodatków mineralnych (rys.16 i 17). Pory kapilarne zachowują drożność lecz możliwości skutecznego odpływu wody do pustek powietrznych są praktycznie niewielkie. To zjawisko jest przyczyną zniszczeń, niejednokrotnie zadziwiająco szybkich i rozległych, betonów konstrukcyjnych, które charakteryzują się względnie wysokimi wytrzymałościami i niską (poniżej 4%) nasiąkliwością oraz stosunkami wodno-spoiwowymi na poziomie poniżej 0,35–0,45 (przy niektórych kombinacjach materiałowych stosunek w/s może się zawierać na poziomie 0,3–0,4).



Rys.16. Przykłady suplementów mineralnych cementu [4]

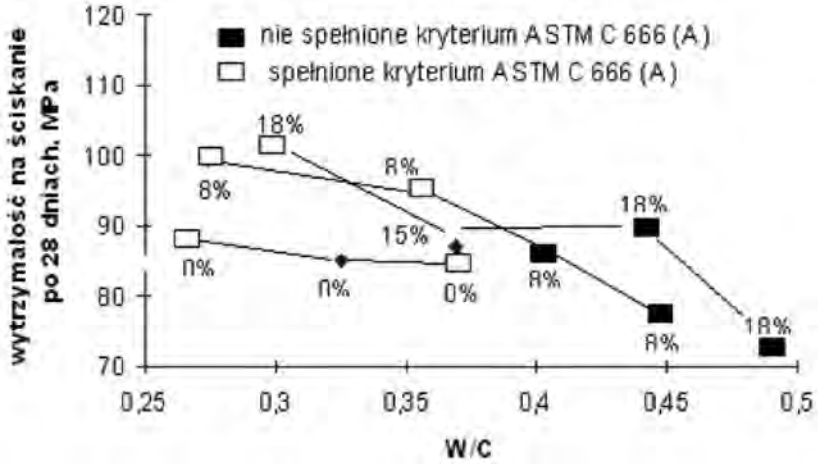
Rys. 17. Doszczelnienie mikrostruktury przez pył krzemionkowy [11]

Jedynym sposobem skutecznego podwyższenia mrozoodporności tej grupy betonów jest poprawa jakości napowietrzania (obniżenie L przy jednoczesnym ograniczeniu wielkości porów powietrznych). Technicznie problem się komplikuje ze względu na specyficzne właściwości reologiczne mieszanki oraz powiązaną z tym konieczność stosowania większych ilości skuteczniejszych superplastyfikatorów równolegle ze środkami napowietrzającymi. W praktyce budowlanej w tej grupie betonów odnotowuje się w ostatnich latach sporo niepowodzeń [12].

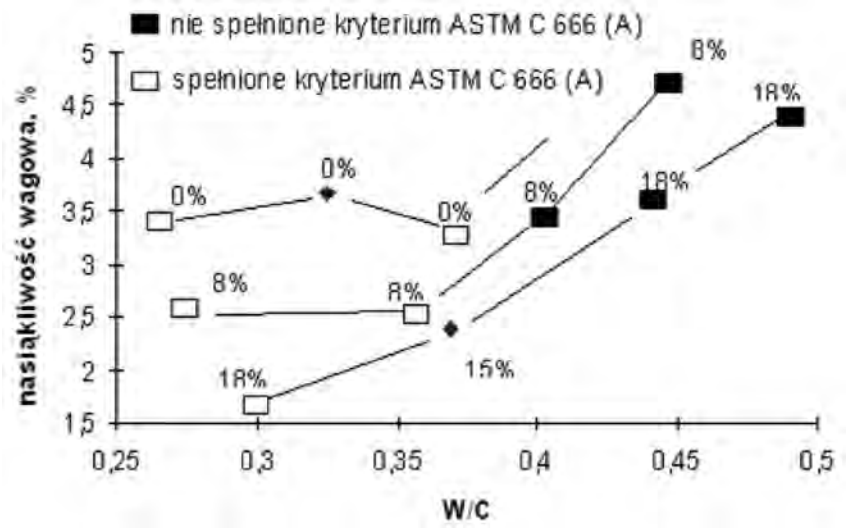
Nie wszystkie środki chemiczne popularnie dostępne spełniają dobrze swoją funkcję. Czasem zastosowanie pyłu krzemionkowego przynosi więcej strat niż pożytku, a reklamowanie tego dodatku jako bezwarunkowo „poprawiającego mrozoodporność" jest nadużyciem. Ogólnie jednak można zgodzić się ze stwierdzeniem, że przyczyną większości problemów jakościowych w praktyce nie jest wiedza o składzie betonu, lecz względnie proste błędy wykonawcze oraz brak skutecznego nadzoru laboratoryjnego nad realizacją prac betonowych zgodnie z obowiązującą specyfikacją, w szczególności precyzji w dozowaniu wody do mieszanki betonowej oraz jakości napowietrzania.

4.2 betony nienapowietrzane o podwyższonej szczelności i wytrzymałości

Przy betonach, gdzie priorytetowo traktuje się wysoką wytrzymałość, pod pewnymi warunkami można podjąć decyzję o rezygnacji z napowietrzania. Nienapowietrzane technologicznie betony mogą charakteryzować się bardzo wysoką odpornością na cykliczne zamrażanie (przykład: torkret, wibroubijane betony w nawierzchniach drogowych z lat 30. i 40. ubiegłego wieku, itp.). Wszystkie te betony miały w/c poniżej 0,35 (stosowano cementy portlandzkie). Jak wynika z rysunku 13, niski współczynnik L nie jest niezbędny dla osiągnięcia wysokiej mrozoodporności. Poniżej określonej wartości w/c matryce cementowe są bardzo szczelne, ich ogólna nasiąkliwość niska, większość wody, która nie została związana chemicznie jest silnie adsorbowana. Niewielka część zdolnej do zamarzania wody, poza niewielkimi lokalnymi odkształceniami szkieletu nie jest w stanie uruchomić procesu zniszczenia materiału. Nie bez znaczenia jest także fakt, że w mieszankach o niskich wskaźnikach w/c pozostają rozproszone pustki powietrzne w wyniku niedogęszczenia, a także samoistnie matryca się osusza, wytwarzając wystarczająco skuteczny system ochrony. Przy zastosowaniu czystych cementów portlandzkich graniczna wartość w/c, poniżej której beton jest mrozoodporny wynosi około 0,37 (rys.18). W przypadku zastosowania cementów mieszanych oraz hutniczych wymagany poziom w/s (stosunek masy wody do masy spoiwa) musi przyjąć wartość niższą dla osiągnięcia porównywalnej trwałości (rys.19).

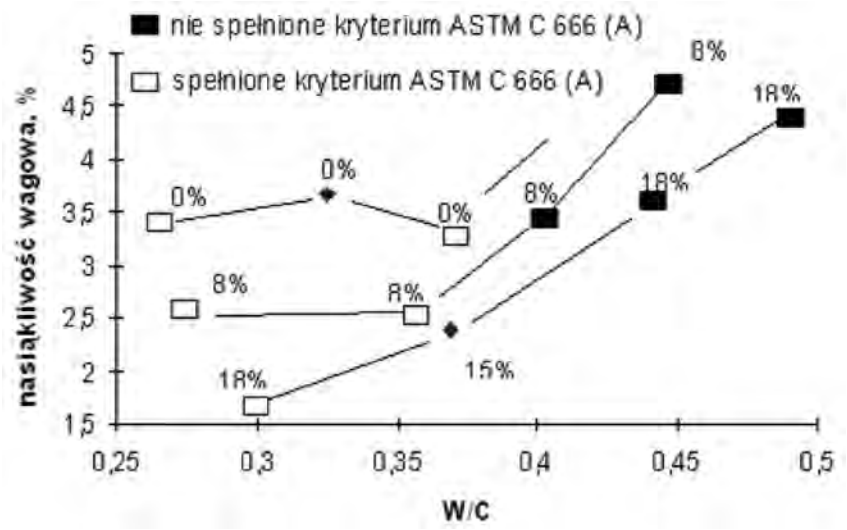


Rys.18. Mrozoodporność betonów zawierających pyły krzemionkowe; w/c oznacza stosunek masy wody do masy czystego cementu CEM I (pył nie jest wliczany do wskaźnika W/C); w procentach określono zawartość pyłu w stosunku do sumy masy cementu i pyłu krzemionkowego [13]



Rys.19. Mrozoodporność betonów zawierających pyły krzemionkowe (pył został wliczony do wskaźnika W/S jako część spoiwa) [13]

Przy tej okazji warto zwrócić uwagę na błędny stereotyp polegający na założeniu, że wysoka wytrzymałość i niska nasiąkliwość wystarczą do zapewnienia wysokiej mrozoodporności. Na rysunkach od 18 do 20 można prześledzić współzależność wspomnianych cech na przykładzie betonów nie poddanych napowietrzaniu, wykonanych z cementem CEM I oraz różną zawartością pyłów krzemionkowych. Wytrzymałości 28 dniowe betonów niemrozoodpornych wynosiły 70-90 MPa, a ich nasiąkliwości zawierały się w granicach ok. 3,4 do 4,6 %.



Rys. 20. Nasiąkliwość betonów [13]

5. PRAKTYCZNE ASPEKTY KONTROLI JAKOŚCI BETONU O WYMAGANEJ MROZOODPORNOŚCI

Na ogół przed wykonaniem ważnych, kosztownych konstrukcji betonowych (np. mostów czy nawierzchni na autostradach) przeprowadza się testy laboratoryjne mieszanek betonowych sprawdzające jakość poszczególnych składników oraz:

- kompatybilność domieszek chemicznych,
- efektywność domieszek chemicznych w połączeniu z określonym cementem,
- wpływ sposobu i czasu mieszania składników, temperatury mieszanki, sposobu transportu i zagęszczania na zmiany konsystencji oraz ilości i jakości wprowadzanego do mieszanki powietrza.

W trakcie budowy kontroli podlega konsystencja i zawartość ogólna powietrza. Badanie mrozoodporności, wytrzymałości, nasiąkliwości i niektórych innych cech wymaga przeprowadzenia badań dojrzałych próbek betonu, które zabierają kilka tygodni lub miesięcy. Po tym czasie jest mało prawdopodobne aby wykonawca usunął lub wymienił te części konstrukcji, co do których pojawiły się zastrzeżenia odnośnie do projektowanych cech betonu. Ustalenie przyczyn problemu i stopnia odpowiedzialności poszczególnych uczestników procesu budowlanego jest na ogół długotrwałe i kosztowne.

W trakcie budowy niezbędne są procedury pozwalające na szybkie i bezdyskusyjne określanie zgodności cech wbudowywanej mieszanki betonowej z wcześniej zatwierdzoną specyfikacją, oraz dopuszczalnymi granicami akceptowalnych odchyłek. Rozwiązaniem ułatwiającym unikanie opisanej sytuacji jest bieżąca kontrola mieszanki tuż przed jej wbudowaniem z wykorzystaniem także niestandardowych testów zawartości wody w mieszance (ocena w/c) oraz badań jakości napowietrzenia metodą sedymentacyjną (np. wypłukiwania pęcherzyków metodą AVA). Na przygotowanie stosownych procedur kontrolnych warto zwrócić więcej uwagi.

6. WNIOSKI

Napowietrzane betony o wyższych parametrach wytrzymałościowych (powyżej 40 MPa) charakteryzują się zwiększoną szczelnością przy znacznym poziomie drożności porów kapilarnych. Warunki te ograniczają pole akceptowalnych błędów wykonawczych, głównie związanych z jakością napowietrzenia oraz dozowaniem wody zarobowej.

Obecność mineralnych suplementów w mieszanych cementach portlandzkich oraz dodatki doszczelniające (np. pyły krzemionkowe) mogą generować niekorzystne w kategoriach mrozoodporności zmiany w teksturze matrycy cementowej.

Względnie wysoka wytrzymałość oraz niska nasiąkliwość wagowa nie gwarantują osiągnięcia poziomu prawidłowej mrozoodporności.

Obniżenie w/c (cementy portlandzkie) poniżej progu wynoszącego ok. 0,35 umożliwia zrezygnowanie z napowietrzania technologicznego, pod warunkiem precyzyjnej kontroli zawartości wody w mieszance betonowej. W przypadku cementów mieszanych nieprzekraczalna granica w/s zależy od rodzaju i ilości dodatków mineralnych i może być znacznie niższa.

Literatura

[1] Hudec P.: *Deterioration of Aggregate – The Underlying Causes*. Katharine and Bryant Mather International Conference – Concrete Durability, American Concrete Institute, SP-100-68, Atlanta, 1987, 1325-1342.

[2] Fagerlund G.: *The critical degree of saturation method of assessing the freeze-thaw resistance of concrete*. Materials and Structures, Vol.10, 1977, 217-229.

[3] http://www.uq.edu.au/_School_Science_Lessons/UNPh11.html

[4] Mehta P., Monteiro Paulo J.M.: *Concrete: Microstructure, Properties and Materials*. McGraw-Hill Education, 2006.

[5] Powers T.C.: *A working hypothesis for further studies of frost resistance*. Journal of the American Concrete Institute, 16(4), 1945, 245-272.

[6] Lin Liu, Guang Ye, Erik Schlangen, Huisu Chen, Zhiwei Qian, Wen Sun, Klaas van Breugel: Cement & Concrete Composites 33, pp. 562-571(2011).

[7] http://chestofbooks.com/food/science/Experimental-Cookery/Freezing-Mixtures.html

[8] Fagerlund G.: *Trwałość konstrukcji betonowych*. Arkady, 1997.

[9] Setzer M.J.: Journal of Colloid and Interface Science, 243, pp.193-201 (2001).

[10] Pigeon M., Pleau R.: *Durability of Concrete in Cold Climates*. Modern Concrete Technology Series, E & FN SPON, 1995.

[11] http://microsilica_rogertec1.gif

[12] Flaga K.: *O mrozoodporności betonów mostowych*. Wrocławskie Dni Mostowe – Trwałość obiektów mostowych, Wrocław, 22-23 listopada 2012.

[13] Rusin Z., Rusin I., Faryniak L.: *Mrozoodporność betonu typu BWW*; II Konferencja Naukowo-Techniczna „Zagadnienia Materiałowe w Inżynierii Lądowej – MATBUD'98", Kraków-Mogilany, 1998, str. 353-360.

[14] Rusin Z.: *Technologia betonów mrozoodpornych*. Polski Cement Sp z o.o., Kraków 2002.

SESJA IV

Tomasz SIWOWSKI[1]

OCENA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ ISTNIEJĄCYCH KONSTRUKCJI STALOWYCH

STRESZCZENIE

Zmęczenie materiału to jeden z najczęstszych powodów uszkodzeń istniejących konstrukcji stalowych obciążonych dynamicznie, zwłaszcza mostów. Dlatego wynik oceny ich trwałości zmęczeniowej jest zazwyczaj decydujący przy podejmowaniu decyzji o dalszej przydatności eksploatacyjnej konstrukcji. W pracy przedstawiono główne fazy europejskiej procedury oceny trwałości zmęczeniowej konstrukcji stalowej, która bazuje na założeniach Eurokodów. Procedura wykorzystuje metodę bezwarunkowej żywotności w konwencji naprężeń nominalnych. Przedstawiono także przykład zastosowania tej procedury do oceny trwałości zmęczeniowej 60-letniego kratownicowego mostu drogowego. Bazując na przedmiotowej europejskiej procedurze oceny zmęczenia i towarzyszących obliczeniach MES wyznaczono i przeanalizowano czynniki wpływające na żywotność obiektu oraz jego dalszą przydatność eksploatacyjną. Ponieważ wynik oceny był negatywny, Inwestor podjął decyzję o wyłączeniu konstrukcji z eksploatacji. Procedura dotyczy wszystkich eksploatowanych konstrukcji stalowych, dlatego przedstawiony przykład może zostać łatwo zaadoptowany dla dowolnej konstrukcji stalowej, zagrożonej zmęczeniem.

SŁOWA KLUCZOWE: trwałość, zmęczenie, konstrukcje stalowe, mosty, kratownica

1. WPROWADZENIE

Problem oceny trwałości istniejących konstrukcji stalowych, w tym zwłaszcza mostów, znacznie się nasilił w ostatnich latach, a wiele badań światowych wskazuje, że ta tendencja będzie się stale

[1] dr hab. inż. Tomasz Siwowski, prof. PRz, siwowski@prz.edu.pl – Politechnika Rzeszowska

utrzymywać [1]. Kryzys ekonomiczny oraz znacząco niższe środki finansowe dostępne w celu utrzymania infrastruktury budowlanej zmusiły wielu administratorów i inwestorów do odłożenia planowanych inwestycji w budowę nowych obiektów i w konsekwencji do przedłużania życia technicznego istniejących konstrukcji. Dlatego zarządcy takich obiektów stoją dzisiaj przed dwoma głównymi wyzwaniami: koniecznością zapewnienia dalszej, bezpiecznej eksploatacji istniejących konstrukcji oraz wyborem efektywnych ekonomicznie metod ich utrzymania. W tym celu są niezbędne działania, pozwalające inżynierom oferować swoim publicznym klientom rzetelną ocenę bezpieczeństwa i dalszej przydatności eksploatacyjnej istniejących konstrukcji. Dostrzegła to także Komisja Europejska finansując duże projekty badawcze w tej dziedzinie, m.in. SAMCO – *Structural Assessment*, *Monitoring and Control* (www.samco.org), *Sustainable Bridges* (www.sustainablebridges.net), czy ostatnio *Long Life Bridges* (www.longlifebridges.com).

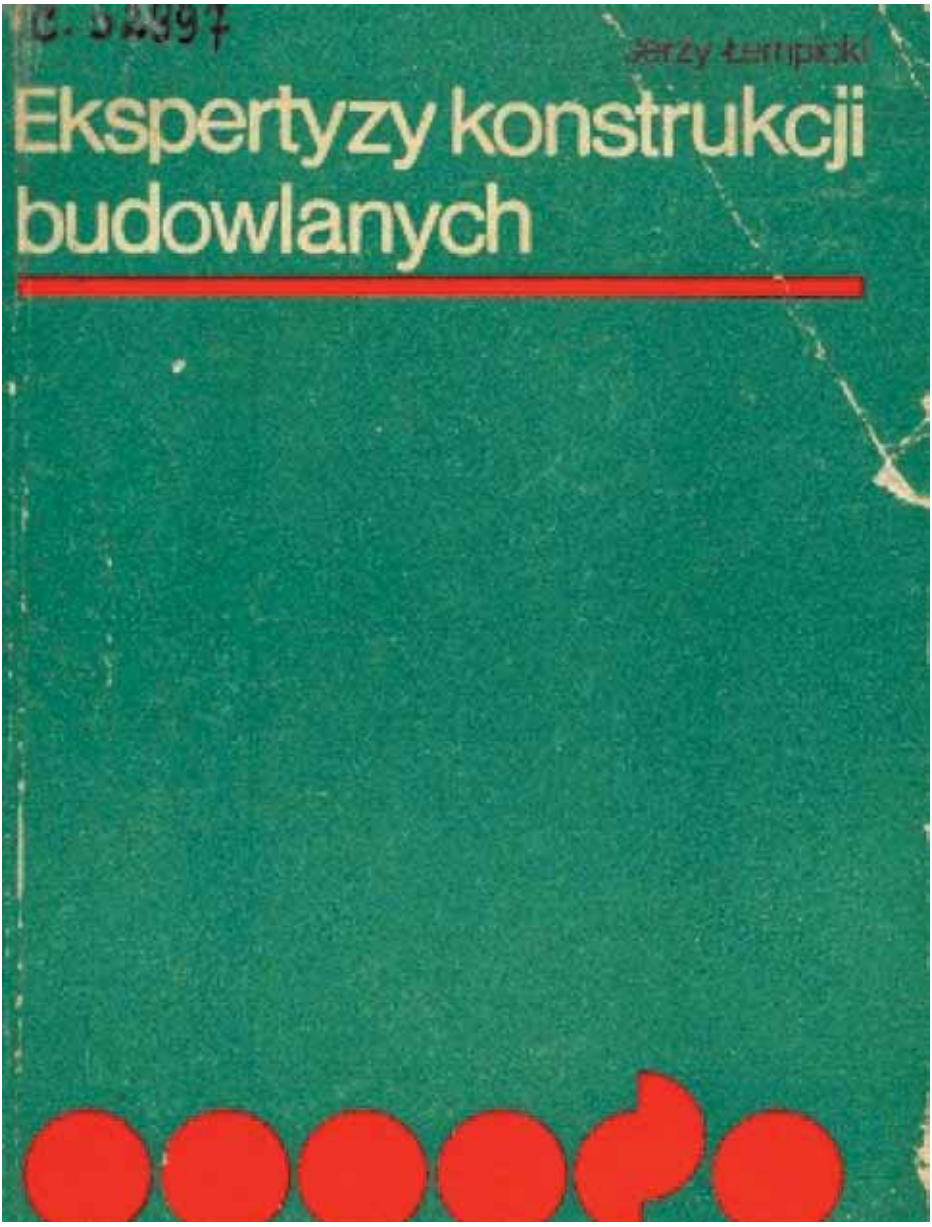
Opisaną tendencję można już także zaobserwować w Polsce. Wprawdzie kolejna unijna perspektywa budżetowa zapewni naszemu krajowi ponownie olbrzymie środki na budowę nowej infrastruktury, głównie drogowej i kolejowej, to jednak konieczność zaangażowania budżetów krajowych na tzw. wkład własny spowoduje odczuwalny brak funduszy na utrzymanie istniejących obiektów. Przy tych ograniczeniach finansowych rozdział środków na utrzymanie musi zostać oparty na rzetelnej wiedzy o stanie technicznym konstrukcji i prognozowanej ich trwałości. Dlatego wdrożenie nowoczesnych metod oceny, badań i monitoringu stanu technicznego konstrukcji oraz ich trwałości i przydatności eksploatacyjnej staje się już dzisiaj koniecznością. W Polsce wprawdzie żadna z dotychczasowych norm nie zawierała takiej procedury, jednakże od początku lat 80-tych ubiegłego wieku powstało wiele prac naukowych, w których zostało zaprezentowane wiele różnych metod szacowania trwałości, głównie mostów [2] – [8]. Jednakże w świetle stałego rozwoju wspólnego europejskiego rynku robót budowlanych i usług inżynierskich istnieje potrzeba harmonizacji różnych procedur i stworzenia akceptowanych zaleceń, dotyczących oceny bezpieczeństwa i trwałości istniejących konstrukcji. Takie zalecenia powinny bazować na regułach przyjętych w Eurokodach i zawierać procedury na różnym poziomie analizy: podstawowym, bazującym na metodach ogólnych, oraz bardziej złożonym, wymagającym specyficznego doświadczenia i wiedzy.

W przypadku istniejących konstrukcji stalowych obciążonych dynamicznie kluczowym zagadnieniem w aspekcie oceny i prognozowania ich trwałości eksploatacyjnej jest zmęczenie materiału. Jako że problem ten w największym stopniu dotyczy istniejących mostów stalowych, powstało dotychczas wiele sposobów szacowania ich trwałości zmęczeniowej [9] – [11]. W niniejszej pracy przedstawiono nową procedurę, opracowaną w ramach współpracy pomiędzy Centrum Badawczym Komisji Europejskiej (JRC) oraz Europejską Konwencją Konstrukcji Stalowych (ECCS) [12]. Opisana procedura bazuje na europejskich normach zharmonizowanych do projektowania konstrukcji – Eurokodach, i będzie podstawą do tworzenia przyszłych Eurokodów w zakresie oceny nośności i prognozowania trwałości konstrukcji stalowych. Wykorzystując opisaną procedurę wykonano ocenę trwałości zmęczeniowej konstrukcji stalowej mostu przez Wisłę w Sandomierzu. Wyniki tej oceny oraz wyciągnięte wnioski przedstawiono w pracy.

2. EUROPEJSKA PROCEDURA OCENY TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ KONSTRUKCJI STALOWYCH

Wytyczne europejskie [12] zwierają krokową procedurę oceny trwałości zmęczeniowej istniejących konstrukcji stalowych. W zaleceniach opisano m.in. wszystkie czynniki, które należy uwzględnić w ocenie zarówno po stronie wytrzymałości materiału, jak również po stronie

obciążeń i oddziaływań, oraz podano możliwości uzyskania bardziej szczegółowych informacji o tych czynnikach. Ocenę trwałości zmęczeniowej przeprowadza się wówczas, gdy konstrukcja przeszła pozytywnie (w kontekście wymagań administratora) procedurę oceny nośności doraźnej (normowej lub użytkowej). Pełną procedurę oceny trwałości zmęczeniowej konstrukcji stalowej, zalecaną przez wytyczne [12] pokazano na rys.1.



Rys.1. Procedura oceny trwałości zmęczeniowej istniejącej konstrukcji stalowej wg [12]

Celem fazy I oceny trwałości zmęczeniowej jest identyfikacja krytycznych elementów konstrukcji ze względu na wyczerpanie trwałości zmęczeniowej, przy pomocy możliwie najprostszej metody, zalecanej przez Eurokody. W tym celu należy przeprowadzić szczegółową analizę istniejącej dokumentacji archiwalnej (jeżeli istnieje) oraz szczegółowy przegląd konstrukcji. Analiza dokumentacji ma na celu potwierdzenie zgodności danych archiwalnych ze stanem rzeczywistym oraz identyfikację wszelkich zmian konstrukcyjnych. Należy także zwrócić uwagę na informacje o technologii wykonania obiektu oraz na dokumenty, zawierające historię kolejnych działań utrzymaniowych, podjętych w czasie jego eksploatacji (naprawy, wzmocnienia, modernizacje, itp.). Przegląd szczegółowy jest kluczowym działaniem tej fazy. Podczas przeglądu (zasadniczo w zaleceniach [12] wymaga się jedynie inspekcji wzrokowej) należy zidentyfikować wszystkie elementy konstrukcji, które uległy częściowej degradacji. W konstrukcjach stalowych dotyczy to przede wszystkim elementów skorodowanych, pękniętych, zdeformowanych, oraz uszkodzonych połączeń tych elementów – spoin lub nitów. Przed rozpoczęciem przeglądu należy szczegółowo przeanalizować dane zawarte w raportach z przeglądów z lat ubiegłych. Porównanie tych danych pozwoli na ocenę rozwoju degradacji obiektu w czasie oraz wybór tych elementów, w których proces zniszczenia przebiega najszybciej.

Wstępną ocenę trwałości zmęczeniowej należy przeprowadzić stosując procedurę zawartą w Eurokodach dla oceny zmęczenia konstrukcji nowych, czyniąc w przypadku braku informacji i/lub informacji wątpliwych konserwatywne (bezpieczne) założenia. W ten sposób należy zidentyfikować elementy krytyczne ze względu na zmęczenie. Obliczenie takie jest proste i szybkie, i daje wystarczająco dobre oszacowanie poziomu bezpieczeństwa każdego elementu. Metoda bazuje na konwencjonalnych krzywych zmęczeniowych oraz klasyfikacji karbów, zawartych w Eurokodzie 3-1-9 [13]. Natomiast obciążenie zmęczeniowe wg normy [13] to zbiór parametrów oddziaływań oparty na typowych zdarzeniach obciążeniowych, uwzględniający umiejscowienie obciążeń, ich wielkości, częstości występowania, następstwo oraz względne przesunięcie faz. Zdarzenie obciążające jest to określona sekwencja obciążenia konstrukcji, powodująca przyrost w historii naprężeń, która zwykle powtarza się określoną liczbę razy podczas eksploatacji konstrukcji. Wyznaczanie zdarzeń obciążeniowych należy wykonać korzystając z dotychczasowych doświadczeń dotyczących konstrukcji podobnych (Załącznik A w normie [13]). W przypadku mostów należy korzystać ze specjalnego Modelu Obciążeń Zmęczeniowych FLM3 wg Eurokodu 1-2 [14]. Wstępną ocenę poziomu bezpieczeństwa zmęczeniowego elementu wykonuje się za pomocą wzoru (1):

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}\,\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2}} \geq 1{,}0 \tag{1}$$

gdzie: μ_{fat} – poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego, $\Delta\sigma_C$ – wytrzymałość zmęczeniowa normatywna dla $N_C = 2$ miliony cykli (tzw. kategoria zmęczeniowa elementu), $\Delta\sigma_{E,2}$ – równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie, odniesiony do 2 milionów cykli, γ_{Mf} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla wytrzymałości zmęczeniowej $\Delta\sigma_C$, γ_{Ff} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla równoważnego zakresu zmienności naprężeń o stałej amplitudzie $\Delta\sigma_{E,2}$.

Zasady przyjmowania wartości poszczególnych wielkości podaje Eurokod 3-1-9 [13]. Równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie, odniesiony do 2 milionów cykli $\Delta\sigma E,2$ oblicza się wg wzoru (2):

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \times \sigma\left(\gamma_{Ff}, Q_k\right) \tag{2}$$

gdzie: $\Delta\sigma\ (\gamma_{Ff}, Q_k)$ – zakres zmienności naprężeń od obciążeń zmęczeniowych wg Eurokodu 1–2 [14], λ_i – współczynniki równoważności uszkodzeń, zależne od widm obciążeń określonych w odpowiednich częściach Eurokodu 3–2 [15], Q_k – wartość obciążeń charakterystycznych w Modelu Obciążeń Zmęczeniowych FLM 3 wg Eurokodu 1–2 [14].

Stosując najprostszy model konstrukcji należy obliczyć siły wewnętrzne oraz maksymalne i minimalne naprężenia, wynikające z obciążenia zmęczeniowego, a następnie zakresy tych naprężeń, tzn. ich różnice algebraiczne wg wzoru (3):

$$\Delta\sigma_p = \left|\Delta\sigma_{p,\max} - \Delta\sigma_{p,\min}\right| \tag{3}$$

Współczynniki równoważności uszkodzeń λi dla mostów drogowych wyznacza się wg przepisów Eurokodu 3-2 [15]. W przypadku braku odpowiednich danych dotyczących λ_i wartości obliczeniowe zakresów naprężeń nominalnych można wyznaczyć stosując zasady podane w Załączniku A Eurokodu 3-1-9 [13].

Gdy obliczony wg powyższej procedury poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego elementu $\mu_{fat} \geq 1{,}0$ wówczas można bezpiecznie przyjąć, że w elemencie (połączeniu) nie występuje zagrożenie zmęczeniem. Gdy $\mu_{fat} < 1{,}0$ wówczas należy przejść do fazy II i/lub III procedury oceny trwałości zmęczeniowej wg zaleceń [12].

Celem obliczeń w **fazie II** jest m.in. określenie tzw. **bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej**, tj. przewidywanego okresu czasu do zniszczenia zmęczeniowego dla zadanego widma naprężeń. Obliczenie takie wykonuje się metodą liniowej kumulacji uszkodzeń Palmgrena - Minera wg wzorów (4):

oraz

$$D_d = \sum \frac{n_{Ei}}{N_{R,i}} \leq 1{,}0 \ \text{ oraz } \ T_S = \frac{1}{D_d} \tag{4}$$

gdzie: D_d – sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe w analizowanym okresie użytkowania, n_{Ei} – liczba cykli związana z zakresem zmienności naprężeń $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$, w *i*-tym paśmie widma obliczeniowego, N_{Ri} – trwałość obliczeniowa (liczba cykli) uzyskana na podstawie krzywej obliczeniowej $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ dla zakresu zmienności $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$, T_s – bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa wyrażona w latach.

Aby uzyskać wartość trwałości N_{Ri} dla każdego pasma widma, przyłożone zakresy zmienności naprężeń mnoży się przez γ_{Ff}, natomiast wartość wytrzymałości zmęczeniowej dzieli się przez γ_{Mf}. Trwałość zmęczeniowa elementu nie jest zagrożona, gdy $D_d \leq 1{,}0$.

Przed wykonaniem obliczeń w fazie II muszą zostać przeprowadzone analizy i/lub pomiary oraz badania, mające na celu: (a) aktualizację i uzupełnienie informacji dotyczących obciążeń zmęczeniowych, (b) udoskonalenie modelu obliczeniowego konstrukcji oraz (c) uzupełnienie informacji dotyczących niektórych cech materiału. **Dane o obciążeniach** obarczone są największą niepewnością wśród parametrów wymienionych powyżej, dlatego muszą być koniecznie zaktualizowane i uzupełnione. Zamiast stosowania prostych normowych modeli obciążeń (jak np. model FLM3 wg Eurokodu 1-2 [14], zastosowany w fazie I), należy zastosować rzeczywiste dane z pomiarów obciążeń lub bardziej złożone modele obciążeń zmęczeniowych. W przypad-

ku mostów drogowych są to zestawy standardowych samochodów ciężarowych, które łącznie wywołują efekty równoważne tym, jakie występują w typowym ruchu na drogach (np. model FLM4 wg Eurokodu 1-2 [14]).

Obliczeniowy model konstrukcji stosowany w fazie I jest zazwyczaj bardzo prosty lecz konserwatywny, co powoduje, że uzyskiwane wyniki naprężeń są generalnie od 10 do 40% większe od rzeczywistych (w zależności od jakości użytego modelu). Odnosząc to do obliczeń zmęczeniowych można wykazać, że uzyskuje się wydłużoną żywotność zmęczeniową elementu od 1,3 do 2,7 razy, zakładając nachylenie krzywej zmęczeniowej m = 3,0 [12]. Z drugiej jednak strony prosty model nie uwzględnia wielu efektów drugorzędnych, z których część (np. dystorsja przekroju, deformacje z płaszczyzny, drgania, itp.) może być przyczyną pęknięć zmęczeniowych. Zastosowanie bardziej złożonego modelu obliczeniowego (np. model numeryczny 3D), walidowanego na podstawie wyników próbnego obciążenia konstrukcji, może zredukować większość niepewności, związanych z zakresami naprężeń, stosowanymi do obliczeń zmęczeniowych.

Wartości charakterystyczne **wytrzymałości zmęczeniowych** ustalane na bazie normowych krzywych S-N [13] są często bardzo konserwatywne. Ponadto nie dla wszystkich możliwych elementów konstrukcyjnych, występujących w istniejących konstrukcjach stalowych, takie krzywe są podane w Eurokodzie [13] (np. brak danych dla połączeń/elementów nitowanych). Skutkuje to zazwyczaj przyjęciem niższych (bezpiecznych) kategorii zmęczeniowych w obliczeniach fazy I. Pewien wpływ na nośność zmęczeniową detalu ma gatunek stali, z jakiej wykonano konstrukcję - nie zawsze jest on znany, szczególnie w przypadku braku dokumentacji archiwalnej. W celu uzupełnienia informacji dotyczących wytrzymałości zmęczeniowej nietypowych połączeń, są konieczne szerokie studia literaturowe dla znalezienia niezbędnych, wiarygodnych danych. Natomiast w celu wyznaczenia rzeczywistych cech wytrzymałościowych zastosowanej stali jest konieczne zazwyczaj przeprowadzenie badań materiałowych na próbkach wyciętych z konstrukcji. Uzupełnieniem obliczeniowej części fazy II są **ilościowe badania nieniszczące** (NDT), podejmowane w celu identyfikacji możliwych rys zmęczeniowych w elementach krytycznych, wyznaczonych w fazie II. W przypadku wykrycia takich rys w konstrukcji ocenę trwałości zmęczeniowej należy wykonać wg zaleceń jak dla fazy III, pomijając analizy przewidziane w fazie II.

Według zaleceń [12] w przypadku możliwych poważnych konsekwencji, związanych z ryzykiem niebezpieczeństwa i/lub generowania nadmiernych kosztów, spowodowanych wykazaną w fazie II wyczerpaną trwałością zmęczeniową konstrukcji, konieczne jest przeprowadzenie badań i analiz ujętych w **fazie III**. Faza ta obejmuje działania z wykorzystaniem specjalistycznych procedur i narzędzi, takich jak: (a) metody mechaniki pękania w ocenie bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej, (b) metody probabilistyczne w ocenie wpływu zmienności podstawowych parametrów na trwałość zmęczeniową, oraz (c) jakościowe badania NDT.

Jeżeli wyniki działań przewidzianych w fazach od I do III nie potwierdzą możliwości pozostawienia konstrukcji w użytkowaniu ze standardowym poziomem bieżącego utrzymania oraz konwencjonalnym systemem przeglądów, konieczne jest wprowadzenie prac zabezpieczających i/lub naprawczych. W ramach tych prac, stanowiących **fazę IV** działań wg zaleceń [12], mogą być konieczne: intensyfikacja przeglądów i/lub wprowadzenie stałego monitoringu konstrukcyjnego (SHM), redukcja obciążeń zmęczeniowych, naprawa elementów pękniętych, wzmocnienie konstrukcji, a w najgorszym razie – jej rozbiórka.

Przedstawiona powyżej europejska procedura oceny trwałości zmęczeniowej konstrukcji stalowych została zastosowana do oceny trwałości zmęczeniowej 60-letniego mostu stalowego o konstrukcji nitowanej.

3. OPIS OCENIANEJ KONSTRUKCJI MOSTU STALOWEGO

Oceniany most drogowy został wybudowany w 1953 r. Schemat statyczny mostu to kratownica ciągła o zmiennej wysokości konstrukcyjnej, z jezdnią górną. Rozpiętości przęseł wynoszą odpowiednio: 84,8 + 95,4 + 95,4 + 95,4 + 84,8 = 455,8 m. Ustrój nośny obiektu stanowią dwa nitowane dźwigary kratowe o wysokości konstrukcyjnej od 3,10 m do 5,70 m. Dźwigary są stężone dwuteowymi poprzecznicami nitowanymi, na których opiera się stalowy ruszt pomostu z belek walcowanych, tj. dwuteowe podłużnice i poprzecznice pośrednie. Na ruszcie są ułożone blachy nieckowe, wypełnione betonem asfaltowym i przykryte konwencjonalną nawierzchnią bitumiczną. Całkowita szerokość pomostu wynosi 6,45 m. Przęsła mostu są oparte na masywnych żelbetowych przyczółkach i filarach za pośrednictwem stalowych łożysk wałkowych. Podpory mostu są posadowione na kesonach (filary) i palach drewnianych (przyczółki). Istniejący most oraz elementy jego pomostu pokazano na rys.2.

Rys. 2. Kratownicowy most stalowy oraz elementy jego pomostu

Ogólny stan techniczny mostu oceniony na podstawie przeglądu szczegółowego jest dostateczny, co wynika głównie z wieloletnich zaniedbań utrzymaniowych. Do najpoważniejszych uszkodzeń konstrukcji stalowej dźwigarów należą ubytki korozyjne, stwierdzone głównie w węzłach pasów górnych oraz w strefach końcowych mostu. Korozją dotknięte są również elementy rusztu pomostu oraz blachy nieckowe, szczególnie w sąsiedztwie otworów odwadniających. Podczas inspekcji mostu nie stwierdzono pęknięć elementów/połączeń ani luźnych nitów w węzłach nośnych dźwigarów. Ocena nośności doraźnej mostu została wykonana wg procedury opisanej w pracy [16]. Wyniki tej oceny administrator uznał za zadowalające, co było podstawą do rozpoczęcia prac nad oceną trwałości zmęczeniowej mostu.

4. OCENA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ MOSTU – FAZA I

Wykonana inwentaryzacja geometryczna mostu potwierdziła zgodność jego rzeczywistej konstrukcji z danymi z dokumentacji archiwalnej. Analiza istniejącej dokumentacji wykazała, że obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji stalowej przeprowadzono bez

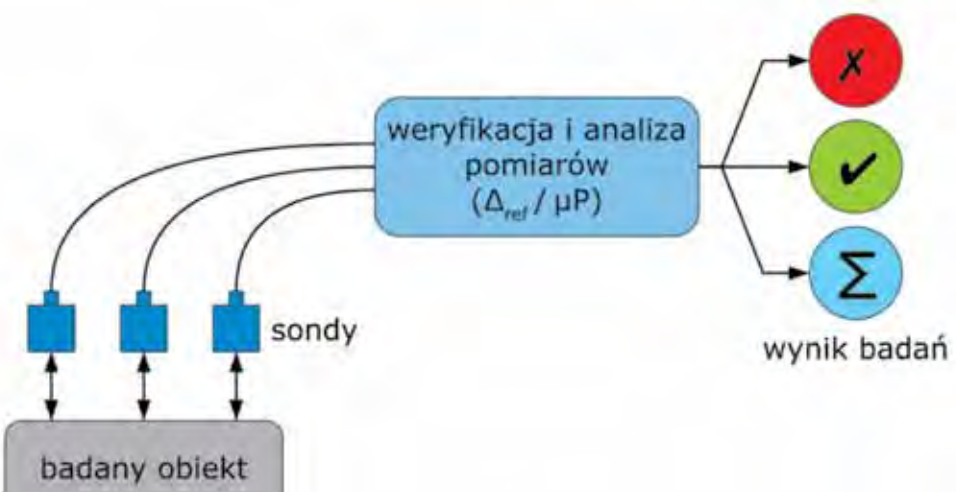
uwzględnienia zmęczenia materiału. Zidentyfikowane w wyniku przeglądu szczegółowego ubytki korozyjne przekrojów niektórych elementów nośnych uwzględniono w ocenie nośności doraźnej mostu.

Wstępną ocenę poziomu bezpieczeństwa zmęczeniowego elementów mostu wykonano za pomocą wzoru (1), przyjmując następujące wartości:

- $\Delta\sigma_C$ = 71 MPa – dla elementu nitowanego wg pracy [17];
- $\Delta\sigma_C$ = 80 MPa – dla karbu spawanego w podłużnicy walcowanej wg Eurokodu 3-1-9 [13];
- γ_{Ff} = 1,0 – zalecane wg Eurokodu 3-2 [15], poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego;
- γ_{Mf} = 1,35 – zalecane wg Eurokodu 3-1-9 (tab.3.1), dla dużych konsekwencji zniszczenia obiektu [13].

Współczynniki równoważności uszkodzeń λ_2 i λ_3 dla mostu wyznaczono dla następujących założeń: natężenie ruchu na moście wg GPR 2010, planowany czas dalszego użytkowania mostu – 10 lat (wg założeń administratora). Pozostałe współczynniki uszkodzeń λ_1 i λ_4 zależą od geometrii mostu. Obliczenia sił wewnętrznych w elementach dźwigara wykonano za pomocą płaskiego modelu konstrukcji, rozdzielając obciążenie stałe i zmienne równomiernie na oba dźwigary oraz uwzględniając ciężar własny. Na podstawie obliczonych sił wewnętrznych wyznaczono naprężenia minimalne oraz maksymalne w przekroju netto każdego pręta oraz obliczono zakresy naprężeń $\Delta\sigma_p$.

Dla tak przyjętych założeń oraz obliczonych zakresów naprężeń wyznaczono wszystkie elementy konstrukcji stalowej, dla których $\mu_{fat} < 1{,}0$. Elementy te pokazano na rys.3 (na czerwono zaznaczono elementy tylko rozciągane). Łącznie w konstrukcji każdego dźwigara kratowego zidentyfikowano 11 elementów zagrożonych zmęczeniem, w tym 3 odcinki pasa dolnego oraz 8 krzyżulców. Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla elementów pomostu. Najbardziej zagrożonym elementem okazała się podłużnica w przekrojach usztywnionych spawanymi żebrami pionowymi, położonymi w 1/3 i 2/3 rozpiętości (rys.2). W tabeli 1 przedstawiono przykładowe obliczenia zmęczeniowe dla wybranych prętów dźwigara w I fazie.



Rys. 3. Elementy dźwigara kratowego zagrożone zmęczeniem (na czerwono): kolejno od góry – przęsło skrajne, przęsło przyskrajne, połowa przęsła środkowego

Tabela 1. Przykładowe obliczenia zmęczeniowe w I fazie

Strefa dźwigara	Środkowa	Podporowa	Środkowa
Nr elementu	105 (krzyżulec)	119 (krzyżulec)	125 (krzyżulec)
A_{netto} [cm^2]	102,4	161,1	71,3
N_{min} [kN]	604,8	2410,3	1,2
N_{max} [kN]	1389,0	3242,6	850,9
$\sigma_{p,min}$ [MPa]	59,0	149,6	0,2
$\sigma_{p,max}$ [MPa]	135,6	201,3	119,4
$\Delta\sigma_p$ [MPa]	76,6	51,7	119,2
λ	0,995	1,270	0,936
Φ_2	1,0	1,0	1,0
$\Delta\sigma_{E,2}$	76,2	65,6	111,6
$\Delta\sigma_c$	71,0	71,0	71,0
γ_{Ff}	1,0	1,0	1,0
γ_{Mf}	1,35	1,35	1,35
μ_{fat}	0,69	0,80	0,47
$\mu_{fat} \geq 1{,}0$	0	0	0

5. OCENA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ MOSTU – FAZA II

Zgodnie z zaleceniami procedury [12] w fazie II wykonano aktualizację i uzupełnienie informacji dotyczących obciążeń mostu oraz zastosowano bardziej zaawansowany model obliczeniowy. Na tym etapie oceny nie przeprowadzano badań zmęczeniowych na próbkach wyciętych z konstrukcji. Przyjęto, że dane nt. wytrzymałości zmęczeniowej połączeń nitowanych, zaczerpnięte z publikacji [17] bazują na szerokich studiach literaturowych oraz badaniach własnych, przeprowadzonych przez autora. Uzupełnieniem obliczeniowej części fazy II były natomiast ilościowe badania nieniszczące (NDT), wykonane w celu identyfikacji możliwych rys zmęczeniowych w elementach krytycznych, wyznaczonych w obliczeniach.

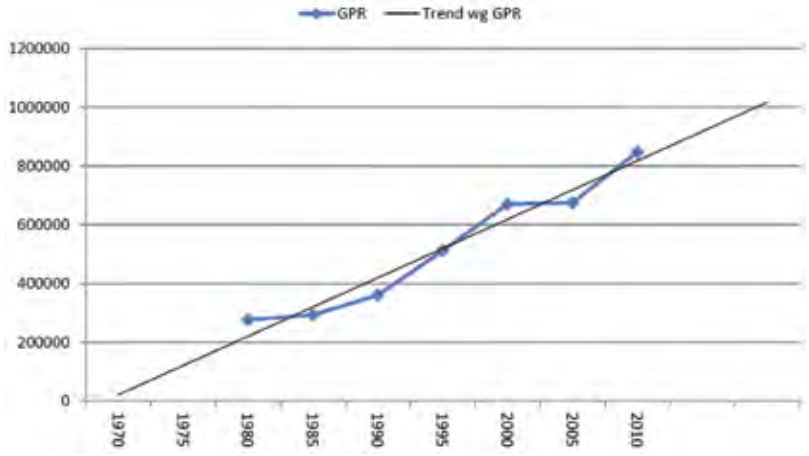
Do symulacji obciążeń mostu w fazie II wykorzystano model obciążeń zmęczeniowych FLM4 wg Eurokodu 1-2 [14], przewidziany do stosowania w ocenie trwałości zmęczeniowej przez odniesienie do krzywych wytrzymałości zmęczeniowej, określonych w Eurokodzie 3-1-9 [13]. Jest to zestaw pięciu standardowych samochodów ciężarowych, które zastosowane łącznie wywołują efekty obciążeniowe równoważne tym, jakie mają miejsce na obiektach mostowych obciążonych typowym natężeniem ruchu na drogach europejskich. Każdy samochód jest opisany liczbą osi i ich rozstawem podłużnym i poprzecznym oraz równoważnym obciążeniem każdej osi. Model obciążenia FLM4 stosuje się przy wyznaczaniu widma zakresów naprężeń wywołanych przejazdem samochodów ciężarowych po moście. Jest on bardziej dokładny niż model FLM3 w przypadku różnych mostów i zróżnicowanego ruchu, gdy można pominąć jednoczesną obecność na moście kilku samochodów ciężarowych. Eurokod 1-2 [14] zaleca, aby w sprawdzeniach zmęczeniowych określono kategorię ruchu na moście za pomocą liczby N_{obs} samochodów ciężarowych (o maksymalnym ciężarze całkowitym większym od 100 kN), wyznaczonej pomia-

rami lub przewidywanej w każdym roku eksploatacji mostu. Przykładowe wartości Nobs przy wykorzystaniu modelu FLM4, a także udział procentowy rodzajów poszczególnych pojazdów, który zależy od rodzaju ruchu oraz parametry określające rozkład ciężaru pojazdów lub obciążeń osi każdego rodzaju podano w tablicach Eurokodu 1-2 [14].

W ocenie trwałości zmęczeniowej obiektów mostowych jest zalecane rozpatrywanie zestawu samochodów ciężarowych właściwych dla ruchu mieszanego przewidzianego na danej drodze.

Do wyznaczenia kategorii ruchu na moście (tzn. liczby N_{obs}) wykorzystano dane z Generalnego Pomiaru Ruchu na drodze krajowej, uzyskane w GDDKiA. Według tych pomiarów całkowita liczba pojazdów ciężkich (samochody ciężarowe, samochody ciężarowe z przyczepą oraz autobusy) wynosiła w 2010 r. N_{obs} = 847 530 pojazdów. Wartość ta była podstawą do obliczenia całkowitej liczby pojazdów ciężkich, które przejechały przez most od momentu jego przekazania do eksploatacji (tj. od roku 1953 r.). Wielkość tą obliczono przez ekstrapolację wstecz stosując następujące założenia:

- wielkość rzeczywistego ruchu pojazdów ciężkich w latach 2010, 2005 oraz 2000 przyjęto wg GPR;
- wielkości ruchu w latach 1980 – 2000 obliczono za pomocą wskaźników wzrostu ruchu na drogach krajowych, obliczonych na podstawie GPR i opublikowanych w pracy [6];
- wielkość ruchu w latach 1970 – 1980 obliczono na podstawie linii trendu, wyznaczonej dla rzeczywistych pomiarów ruchu w latach 1980-2010 (rys.4);
- wielkość ruchu w latach 1953 – 1970 przyjęto jak dla roku 1970 (założenie konserwatywne).



Rys. 4. Wzrost ruchu pojazdów ciężkich przez most w latach 1970 – 2010

Obliczona na podstawie w/w założeń oraz wyznaczonej linii trendu GPR całkowita liczba pojazdów ciężkich, które przejechały przez most w okresie jego eksploatacji w latach 1954-2010 wynosi N_{obs} = 17 553 283 pojazdów. Liczbę ta przyjęto w ocenie trwałości zmęczeniowej mostu, zakładając także średniodystansowy rodzaj ruchu oraz stosując strukturę podziału N_{obs} na pięć standardowych samochodów ciężarowych wg Eurokodu 1-2 [14].

W fazie II do obliczeń sił wewnętrznych, naprężeń oraz zakresu ich zmienności $\Delta\sigma_p$ zastosowano bardziej złożony model obliczeniowy konstrukcji. Był to przestrzenny model 3D, zbudowany z elementów belkowych programu Sofistik do obliczeń MES. W modelu założono

sztywne węzły kratownic i pomostu oraz symulowano rzeczywiste warunki podparcia przęsła. Wykorzystując ten model wyznaczono zakres $\Delta\sigma_p$ od obciążenia każdym z pięciu standardowych samochodów modelu FLM4, dla każdego elementu krytycznego konstrukcji, wyznaczonego w fazie I. Wyznaczone wartości $\Delta\sigma_p$ zastosowano w obliczeniach sumarycznych uszkodzeń zmęczeniowych D_d (wg wzoru (4)) każdego z elementów krytycznych w założonym okresie eksploatacji mostu. Wyniki tych obliczeń podano w tabeli 2.

Tabela 2. Sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe D_d krytycznych elementów mostu

Rodzaj elementu	Krzyżulce								Pas dolny			Pomost	
Nr elementu	105	108	119	123	125	128	137	141	315	321	322	P_{prz}	P_{pod}

Jak wynika z tabeli 2 większość badanych elementów mostu ma już wyczerpaną trwałość zmęczeniową oraz prawie zerową żywotność zmęczeniową ($D_d > 1{,}0$). Oznacza to, że w każdej chwili może się rozpocząć w tych elementach (jeżeli już to nie nastąpiło) proces inicjacji i propagacji pęknięć zmęczeniowych. Najbardziej zagrożone są podłużnice pomostu oraz krzyżulec 125, położony w środkowym przekroju przęsła przyskrajnego. W przypadku podłużnic miejscem inicjacji pęknięć mogą być spoiny łączące żebra pionowe z pasem dolnym belek walcowanych, natomiast w przypadku krzyżulca – przekrój netto w połączeniu nitowanym krzyżulca z blachą węzłową. Potencjalne pęknięcie zmęczeniowe krzyżulca jest bardzo niebezpieczne, gdyż będzie ukryte pod blachą węzłową aż do momentu przekroczenia długości krytycznej i przejścia w pęknięcie kruche, prowadzące do zniszczenia elementu. A ponieważ krzyżulec 125 nie jest prętem nadliczbowym, jego potencjalne zniszczenie może być groźne dla całej konstrukcji mostu.

W związku z przedstawionym wynikiem analizy obliczeniowej prace fazy II rozszerzono o ilościowe badania NDT wszystkich krytycznych elementów i połączeń o dużym zagrożeniu zmęczeniowym. Przeprowadzono szczegółowe oględziny wizualne z użyciem penetrantów (VT) oraz badania ultrasonograficzne (US) i magnetyczne (MT) spoin w wybranych podłużnicach i połączeń nitowanych prętów kratownicy oraz blach węzłowych (rys. 5). Przeprowadzone badania NDT nie wykazały pęknięć w konstrukcji stalowej przęseł. Podjęto również wstępne badania jakościowe NDT z wykorzystaniem metody emisji akustycznej, które potwierdziły rozpoczęcie procesu inicjacji pęknięć zmęczeniowych w niektórych wskazanych lokalizacjach [18].

Rys. 5. Ilościowe badania NDT krytycznych elementów mostu

Ocena trwałości zmęczeniowej istniejącego mostu kratownicowego o konstrukcji nitowanej wykonana wg procedury zalecanej w [12] wykazała, że wiele elementów mostu ma wyczerpaną trwałość oraz prawie zerową żywotność zmęczeniową. Potencjalne pęknięcia zmęczeniowe mogą doprowadzić do konieczności wprowadzenia ograniczeń w przejezdności mostu, natomiast pęknięcia krzyżulców mogą stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa całego mostu i jego użytkowników. Wprawdzie ilościowe badania NDT nie wykazały pęknięć w konstrukcji stalowej przęseł, to jednak badania AE potwierdziły rozpoczęcie tego procesu. Należy jednak zaznaczyć, że ze względu na dostępność do konstrukcji badaniami objęto jedynie 25% krytycznych węzłów dźwigarów oraz około 15% zagrożonych zmęczeniem podłużnic pomostu.

6. KOLEJNE FAZY OCENY TRWAŁOŚCI

Wyniki oceny uzyskane w fazie II są obarczone pewnym błędem, którego przyczyny leżą zarówno po stronie bezpiecznej, jak również po stronie niebezpiecznej dla konstrukcji. Te przyczyny są następujące:

- przyjęty do tworzenia widma naprężeń w elementach mostu model obciążeń zmęczeniowych FLM4 oraz struktura ruchu wg Eurokodu 1-2 [14] niedokładnie odzwierciedlają rzeczywistą sytuację ruchu pojazdów ciężkich na moście;
- przyjęta metoda obliczenia całkowitej liczby pojazdów ciężarowych w okresie dotychczasowej eksploatacji mostu (N_{obs}), bazująca na podstawie danych GPR, jest obarczona błędem wynikającym z przyjęcia średniej linii trendu wzrostu liczby pojazdów na moście;
- zastosowany model obliczeniowy MES konstrukcji mostu nie został walidowany w badaniach;
- w obliczeniach MES nie uwzględniono rzeczywistego stanu technicznego konstrukcji, w tym zwłaszcza korozji węzłów i elementów pomostu;
- przyjęta metoda klasyfikacyjna oceny zmęczeniowej, oparta na normowych krzywych zmęczeniowych jest stosunkowo prosta, lecz ma wiele ograniczeń;
- przyjęta wg pracy [18] kategoria zmęczeniowa $\Delta\sigma_c$ dla połączeń nitowanych różni się od wyników badań takich połączeń, publikowanych w innych źródłach (np. w pracy [19] zaleca się przyjmowanie wartości $\Delta\sigma_c = 63$ MPa);
- przeprowadzone badania NDT nie obejmowały całej konstrukcji stalowej mostu;
- deterministyczny charakter analizy nie pozwala na uwzględnienie zmienności parametrów wpływających na trwałość mostu oraz na oszacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia awarii i/lub katastrofy mostu.

Prace mające na celu zmniejszenie błędu oszacowania trwałości zmęczeniowej przez likwidację części w/w przyczyn powinny być przedmiotem III fazy oceny trwałości zmęczeniowej wg zaleceń [12]. W ramach tej fazy należy podjąć następujące działania:

- przeprowadzić badania mostu pod próbnym obciążeniem w celu walidacji modelu MES konstrukcji mostu;
- w obliczeniach MES uwzględnić rzeczywisty stan techniczny konstrukcji, w tym np. zasięg korozji wg zaleceń podanych w pracy [6];
- przeprowadzić badania eksploatacyjne mostu pod ruchem w celu wyznaczenia rzeczywistego widma naprężeń w krytycznych elementach mostu;
- wyznaczyć kategorię zmęczeniową dla połączeń nitowanych na podstawie badań;
- wykonać szczegółowe obliczenie trwałości zmęczeniowej metodami mechaniki pękania, w celu wyznaczenia potencjalnych miejsc inicjacji pęknięć, ich wielkości, szybkości

propagacji oraz wymaganej częstotliwości przeglądów mostu ze względu na zagrożenie zmęczeniem wraz z wyborem adekwatnej metody kontroli;
- przeprowadzić jakościowe badania NDT całej konstrukcji stalowej (np. metodą emisji akustycznej);
- wyznaczyć prawdopodobieństwo wystąpienia pęknięć zmęczeniowych oraz niezawodność konstrukcji mostu, uwzględniających zmienność podstawowych parametrów, stosowanych do oceny trwałości zmęczeniowej.

Dopiero po wykonaniu w/w prac analitycznych i badawczych należy podjęć ostateczną decyzje o wprowadzeniu adekwatnych i skutecznych działań w ramach fazy IV, prowadzących do zwiększenia trwałości zmęczeniowej oraz podniesienia poziomu bezpieczeństwa istniejącego mostu. Jednakże jego administrator podjął inną decyzję: nie chcąc ryzykować, wyłączył most z eksploatacji do czasu jego całkowitej przebudowy, tj. wymiany istniejącej konstrukcji stalowej na nowe przęsła.

7. PODSUMOWANIE

Opisana w pracy etapowa procedura oceny trwałości zmęczeniowej istniejących konstrukcji stalowych uwzględnia wszystkie czynniki, zarówno po stronie obciążeń jak również materiału, mogące mieć wpływ na niezawodność i bezpieczeństwo konstrukcji. Ponadto zawiera trzy poziomy oceny: wstępny, szczegółowy i ekspercki, oferując z jednej strony rosnącą dokładność i niezawodność wyniku, lecz z drugiej strony zwiększające się koszty, czas wykonania oraz wymagany poziom wiedzy osób, które mogłyby taką ocenę wykonać. Procedura jest kompatybilna z nowymi normami europejskimi, służącymi do projektowania nowych konstrukcji stalowych – Eurokodami 1 i 3. Uwzględnia bowiem metodę stanów granicznych oraz globalny współczynnik bezpieczeństwa konstrukcji, przyjmowany w tym systemie norm, a poprzez wprowadzenie do stosowania parametrów ustalanych na poziomie krajowym, umożliwienia przyjęcie cząstkowych współczynników bezpieczeństwa, ustalonych w danym kraju. W końcu niepodważalną zaletą tej procedury jest fakt, że stanowi ona podstawę do tworzenia przyszłych norm europejskich w zakresie oceny nośności i prognozowania trwałości istniejących konstrukcji stalowych.

Literatura

[1] *Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability*. Proceedings of the Sixth International IABMAS Conference, Stresa, Lake Maggiore, Italy, 8-12 July 2013. Editor(s): Fabio Biondini, Dan M. Frangopol. CRC Press, 2012.

[2] Czudek H., Pietraszek T.: *Trwałość stalowych konstrukcji mostowych przy obciążeniach zmiennych*. WKŁ, Warszawa, 1980.

[3] Kmita J.: *Wytrzymałość eksploatacyjna mostów – celowość i zarys programu badań*. Prace IBDiM, nr 1/1990.

[4] Mańko Z., Wysokowski A.: *Wytrzymałość eksploatacyjna przęseł mostowych*. Prace IB-DiM, nr 3/1990.

[5] Rymsza J.: *Trwałość i model degradacji obiektu mostowego*. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/1995.

[6] Wysokowski A.: *Trwałość mostów stalowych w funkcji zjawisk zmęczeniowych i korozyjnych*. IBDiM, Studia i Materiały, Zeszyt 53. Warszawa, 2001.

[7] Czudek H., Wysokowski A.: *Trwałość mostów drogowych*. WKŁ, Warszawa, 2005.

[8] Alkhafaji T., Wróbel M., Zobel H.: *Określanie trwałości mostów drogowych*. Mosty, 2/2007.

[9] Moses F., Schilling C. G., Raju K. S.: *Fatigue evaluation procedures for steel bridges*. NCHRP Report 299, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, November 1987.

[10] Ni Y., Ye X., Ko J.: *Monitoring-based fatigue reliability assessment of steel bridges: analytical model and application*. Journal of Structural Engineering, ASCE, No. 136(12), 2010.

[11] Guo T., Frangopol D.M., Chen Y.: *Fatigue reliability assessment of steel bridge details integrating weigh-in-motion data and probabilistic finite element analysis*. Computers & Structures, Vol. 112–113, December 2012.

[12] Kühn B., et al.: *Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life*. JRC Scientific and Technical Report No.43401. European Commission, Joint Research Centre, Luxembourg, 2008.

[13] PN-EN 1993-1-9:2007. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-9: Zmęczenie.

[14] PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.

[15] PN-EN 1993-2:2007. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty.

[16] Siwowski T.: *Porównanie nośności normowej i użytkowej typowego przęsła mostu kratowego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska. Zeszyt nr 51, 2009.

[17] Akesson B.: *Fatigue life of riveted steel bridges*. CRC Press/Balkema, 2010, London, UK.

[18] Świt G., Goszczyńska B., Trąmpczyński W., Krampikowska A.: *Zastosowanie metody emisji akustycznej do oceny stanu technicznego mostu stalowego*. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2013.

[19] Larsson T.: *Material and fatigue properties of old metal bridges*. Master Thesis 2006:26. Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2006.

FATIGUE ASSESSMENT OF EXISTING STEEL STRUCTURES

Antoni BIEGUS[1]

OCENA NOŚNOŚCI ELEMENTÓW STALOWYCH WEDŁUG EUROKODU 3

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono zasady oraz merytoryczne podstawy oceny nośności stalowych przekrojów i elementów wg Eurokodu 3. Podano metodologię, zasadnicze założenia oraz ich modele obliczeniowe. Omówiono zagadnienia identyfikacji klas przekrojów oraz obliczania współpracujących charakterystyk geometrycznych przekrojów. Analizowano obliczanie nośności granicznej przekrojów rozciąganych, ściskanych, ścinanych i wytężonych interakcyjnie. Podano zasady oceny nośności z warunku utraty stateczności ogólnej elementów ściskanych (wyboczenia), zginanych (zwichrzenia) oraz jednocześnie ściskanych i zginanych.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcje stalowe, nośność przekroju, wyboczenie, zwichrzenie

1. ZASADY OGÓLNE

W analizie wytężenia konstrukcji wyróżnia się elementy krytyczne [1], [2]. Są to przekroje, pręty i węzły, w których wskutek przyrostu obciążeń może dochodzić do wyczerpania nośności, prowadzącej do zmiany konstrukcji w geometrycznie zmienną. Stąd kryteria oceny jej bezpieczeństwa obejmują kontrolę m.in. następujących podstawowych form zniszczenia [3]÷[7]:

a. zniszczenie materiałowe (osiągnięcie granicy plastyczności lub rozerwanie w stali),
b. utratę stateczności ogólnej elementu (wyboczenie lub zwichrzenie pręta),
c. utratę stateczności konstrukcji (jako całości),
d. zniszczenie na skutek nadmiernego odkształcenia,
e. przekształcenie się konstrukcji w mechanizm.

[1] prof. dr hab. inż., Antoni Biegus, antoni.biegus@pwr.wroc.pl – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Analizując kryteria a) i b) w stanie granicznym nośności konstrukcji stalowych sprawdza się bezpieczeństwo na trzech poziomach:

- wytrzymałości materiału w najbardziej wytężonym punkcie przekroju (rys. 1a)

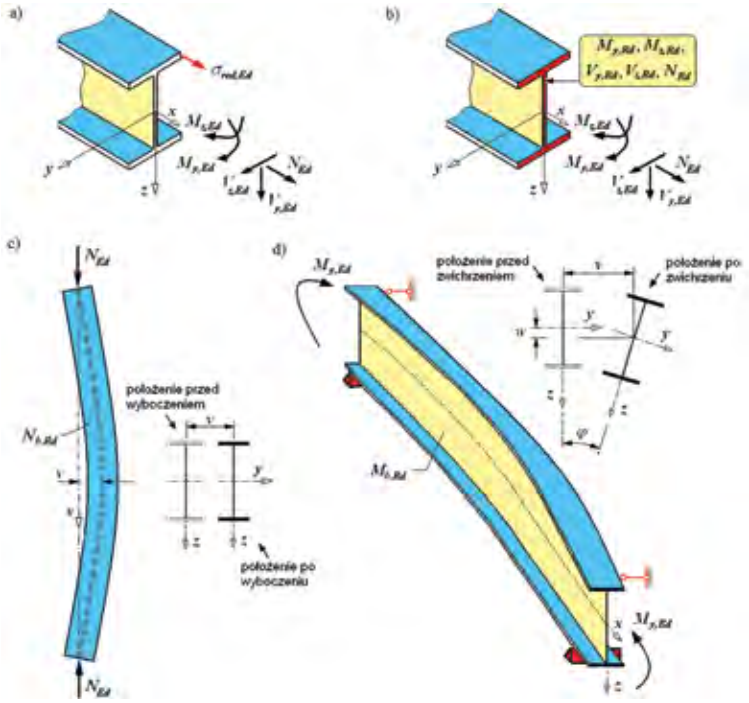
$$\sigma_{red,Ed} \leq f_k / \gamma_{Mi} \tag{1}$$

- nośności przekroju elementu (rys. 1b)

$$\frac{X_{Ed}}{X_{Rd}} \leq 1 \tag{2}$$

- nośności elementu (rys. 1c, d)

$$\frac{X_{Ed}}{X_{b,Rd}} \leq 1 \tag{3}$$



Rys. 1. Kryteria oceny stanu granicznego nośności na poziomie: a) punktu, b) przekroju, c) elementu ściskanego – z warunku wyboczenia, d) elementu zginanego – z warunku zwichrzenia

gdzie: $\sigma_{red,Ed}$ – największe naprężenie zredukowane od obliczeniowych efektów oddziaływań X_{Ed} obliczone wg hipotezy H-M-H, f_k – charakterystyczna: granica plastyczności stali f_y lub wytrzymałość stali na rozciąganie f_u, γ_{Mi} – współczynnik częściowy nośności, X_{Ed} – obliczeniowy efekt oddziaływań [9], tj. obliczeniowy: M_{Ed} – moment zginający, V_{Ed} – siła poprzeczna,

N_{Ed} – siła podłużna, X_{Rd} – obliczeniowa nośność przekroju odpowiednio: M_{Rd} – na zginanie, V_{Rd} – na ścinanie, $N_{Rd,t}$ – na rozciąganie, $N_{Rd,c}$ – na ściskanie, którą oblicza się ze wzoru

$$X_{Rd} = C\frac{f_k}{\gamma_{Mi}} \tag{4}$$

$X_{b,Rd}$ – obliczeniowa nośność elementu z warunku utraty stateczności ogólnej ($N_{b,Rd}$ – na wyboczenie, $M_{b,Rd}$ – na zwichrzenie), którą oblicza się ze wzoru

$$X_{b,Rd} = \chi_i X_{Rd} \tag{5}$$

w których: C – charakterystyka geometryczna przekroju elementu, np.: $C = A$ – w przypadku rozciągania (A – pole przekroju), $C = W$ – w przypadku zginania (W – wskaźnik zginania przekroju), χ_i – współczynnik niestateczności ogólnej elementu: ściskanego $\chi_i = \chi$ – współczynnik wyboczenia, zginanego $\chi_i = \chi_{LT}$ – współczynnik zwichrzenia.

W przypadku stali konstrukcyjnej i wyrobów walcowanych na gorąco do obliczeń jako wartości charakterystyczne przyjmuje się nominalną granicę plastyczności f_y i wytrzymałość stali na rozciąganie f_u wg tabeli. 3.1 w PN-EN 1993-1-1 [10] lub norm wyrobu.

Współczynniki częściowe nośności γ_{Mi} konstrukcji stalowych przyjmuje się w zależności od analizowanego stanu jej wytężenia wg tabeli 1.

Tabela 1. Współczynniki częściowe nośności γ_{Mi} konstrukcji stalowych wg PN-EN 1993-1-1 [10]

Stany graniczne – kryteria nośności	Współczynnik γ_{Mi}
Nośność przekroju niezależnie od jego klasy, gdy decyduje f_y	$\gamma_{M0} = 1{,}00$
Nośność elementu w ocenie stateczności, gdy decyduje f_y	$\gamma_{M1} = 1{,}00$
Nośność na rozerwanie przekroju z otworami, gdy decyduje f_u	$\gamma_{M2} = 1{,}25$

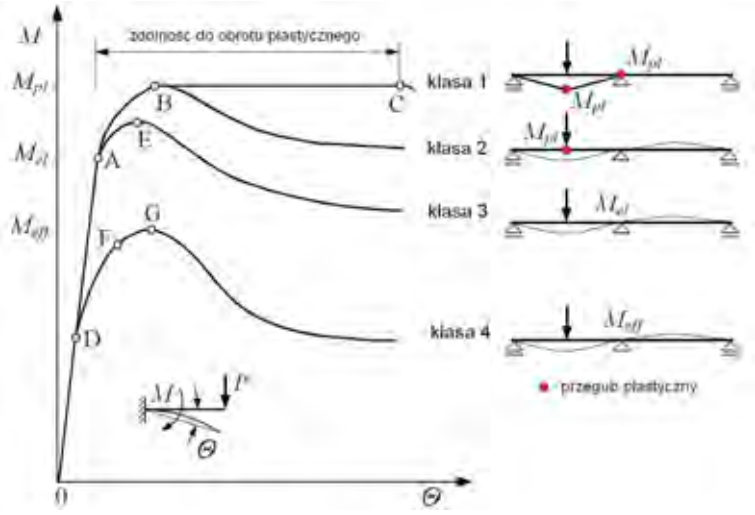
Wg PN-EN 1993 [10]÷[14] ocenę bezpieczeństwa stalowych konstrukcji prętowych przeprowadza się przede wszystkim na poziomie kontroli nośności przekrojów i nośności elementów wg (2) i (3). Wytężenie połączeń spawanych sprawdza się na poziomie wytrzymałości materiału wg (1), połączeń śrubowych zaś wg (2). W projektowaniu konstrukcji z uwzględnieniem: zmęczenia materiału (wg PN-EN 1993-1-9 [13]) i kruchego pękania (wg PN-EN 1993-1-10 [14]) analizuje się wytrzymałość materiału w punkcie przekroju poprzecznego wg (1).

W PN-EN 1993 [10] przyjęto usystematyzowaną identyfikację symboli, osi, wymiarów, parametrów obliczeniowych. Przyjęto konwencję (rys. 1), zgodnie z którą oś podłużną elementu oznaczono $x - x$, natomiast osie przekroju zorientowane równolegle do ścianek kształtownika oznaczono $y - y$ (oś większej bezwładności) oraz $z - z$ (oś mniejszej bezwładności).

2. KLASYFIKACJA PRZEKROJÓW

Wymiarowanie elementu stalowego rozpoczyna się od ustalenia klasy jego przekroju. Proporcje geometryczne półek i środników przekrojów poprzecznych elementów ściskanych, zginanych oraz zginanych i ściskanych sprawiają, iż w granicznych stanach wytężenia ich ścieżki rów-

nowagi statycznej *M (θ)* (rys. 2) mogą się zasadniczo różnić. W tym aspekcie wyróżnia się przekroje: grubościenne – klasy 1, 2 i 3 oraz smukłościenne – klasy 4. Klasyfikacja przekroi wyraża przede wszystkim stopień odporności elementu na utratę stateczności lokalnej jego ścianek. Ścianki przekrojów grubościennych nie tracą stateczności przed osiągnięciem nośności: plastycznej – klasa 1, 2 i sprężystej – klasa 3. Przekroje klasy 4 są wrażliwe na utratę stateczności przed osiągnieciem granicy plastyczności ich ściskanych ścianek.



Rys. 2. Ścieżki równowagi statycznej elementów zginanych klas 1÷4

Klasa przekroju określa także możliwość wykorzystania zapasu nośności przekrojów klasy 1 oraz klasy 2, wynikającego z pozasprężystego zachowania się elementu stalowego. Ich nośność na zginanie $M_{RD} = M_{pl}$ (M_{pl} – plastyczna nośność na zginanie) może być uwzględniona w obliczeniach konstrukcji wg teorii plastyczności. W statycznie niewyznaczalnych konstrukcjach o prętach klasy 1 można zaakceptować uplastycznienie ustroju, czyli powstanie wielu przegubów plastycznych (rys. 2). W przypadku przekrojów klasy 2 jako dopuszczalne przyjmuje się uplastycznienie tylko jednego przekroju konstrukcji (rys. 2). W ocenie nośności na zginanie $M_{RD} = M_{el}$ (M_{el} – sprężysta nośność na zginanie) przekrojów klasy 3 przyjmuje się zasadniczo sprężysty zakres wytężenia stali. Nośność na zginanie $M_{RD} = M_{eff}$ (M_{eff} – efektywna nośność na zginanie) przekrojów klasy 4 wyznacza się z wykorzystaniem wytrzymałości nadkrytycznej tj. po wystąpieniu lokalnego wyboczenia ściskanych ścianek. Nośności każdej klasy przekrojów wyznacza się wg oddzielnych zasad i wzorów.

Klasyfikacja przekroi pozwala na dostosowanie modeli fizycznych konstrukcji do ich modeli obliczeniowych. Klasa przekroju jest swoistym kluczem do przyjęcia właściwego:

- modelu oceny nośności przekroju np. na: zginanie M_{Rd}, ścinanie V_{Rd}, ściskanie N_{Rd},
- modelu obliczeniowego wyznaczania sił wewnętrznych w konstrukcji M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed}.

Klasyfikacja przekrojów prętów definiuje możliwości wyznaczania sił wewnętrznych w prętowym ustroju nośnym wg analizy: sprężystej – konstrukcje o przekrojach klas 1÷4 lub plastycznej – konstrukcje o przekrojach klasy 1.

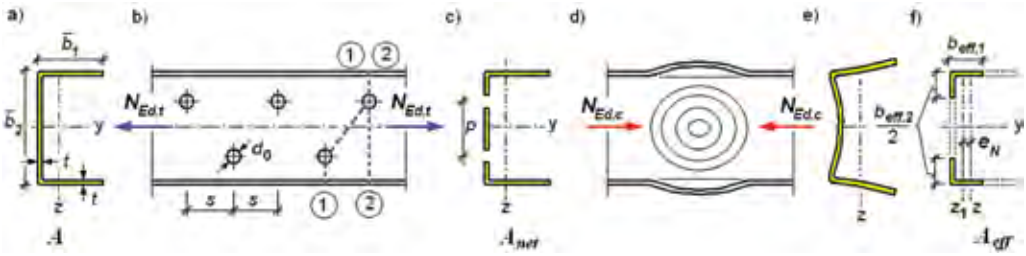
Na rys. 2 pokazano ścieżki równowagi statycznej zginanych przekrojów klas 1÷4, w których można wyróżnić fazy wytężenia: sprężystego OA, plastycznego BC, nadkrytycznego DG. W aspekcie wytrzymałości klasom przekrojów odpowiadają:

- klasa 1 – nośność plastyczna M_{pl} (przegub plastyczny o zdolności do obrotu plastycznego, który umożliwia redystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcji),
- klasa 2 – nośność plastyczna M_{pl} (przegub plastyczny o ograniczonej zdolności do obrotu plastycznego z powodu niestateczności jego ścianek),
- klasa 3 – nośność sprężysta lub sprężysto-plastyczna M_{el} (nośność ograniczona początkiem uplastycznienia strefy ściskanej; nie osiągają nośności plastycznej),
- klasa 4 – nośność nadkrytyczna, efektywna M_{eff} (nośność z uwzględnieniem niestateczności miejscowej ścianek).

Graniczne smukłości ścianek poszczególnych klas są uzależnione od sposobu ich podparcia: obustronnego (ścianki przęsłowe) lub jednostronnego (ścianki wspornikowe), rozkładu naprężeń i gatunku stali. Podano je w tab. 5.2 w PN-EN 1993-1-1 [10]. Przekrój jest klasyfikowany wedle najwyższej (liczbowo) klasy jego części ściskanych.

3. CECHY PRZEKROJU

W ocenie nośności prętów stalowych przyjmuje się cechy: przekroju brutto A, (rys. 3a) przekroju netto A_{net} (rys. 3c) oraz przekroju efektywnego A_{eff} (rys. 3f).



Rys. 3. Przekrój: a) brutto, b) rozciągany, c) netto, d) i e) ściskany, lokalnie wyboczony, f) efektywny

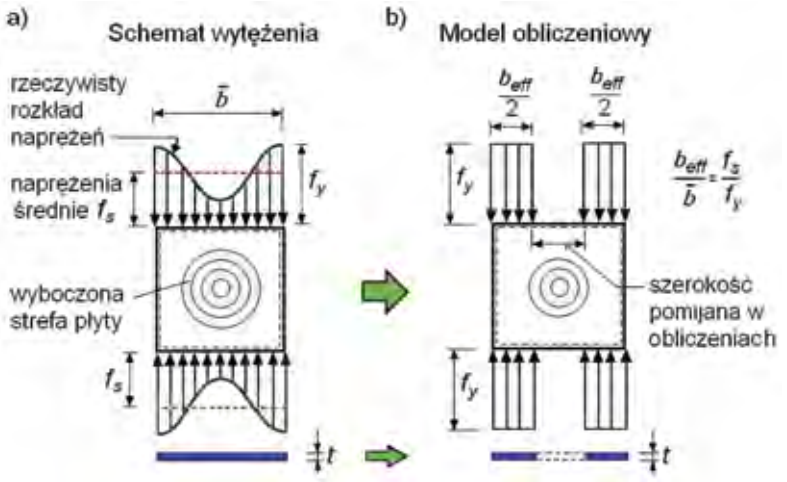
Cechy przekroju brutto ustala się na podstawie wymiarów nominalnych. Są one podane w odpowiednich normach lub katalogach wyrobów gotowych (np. kształtowników, blach, rur).

W przypadku elementów rozciąganych z otworami na łączniki (rys. 3b) przekrój netto A_{net} wyznacza się przez odpowiednie potrącenie z przekroju brutto A otworów w potencjalnym przekroju krytycznym. Przyjmując oznaczenia wg rys. 3b, do obliczeń przyjmuje się minimalny przekrój netto, który można obliczyć ze wzoru

$$A_{net} = \min(a - nd_0t + \Delta A_n), \quad \text{przy czym} \quad \Delta A_n = t\sum\left(0{,}25s^2 / p\right) \tag{6}$$

gdzie: n – liczba otworów w rozpatrywanym (rys. 3b), płaskim (2–2) lub łamanym (1–1) przekroju netto, Σ – sumowanie obejmuje odcinki ukośne linii łamanej, między sąsiednimi otworami w układzie przestawionym; w przypadku otworów rozmieszczonych w układzie prostokątnym $s = 0$ i $\Delta A_n = 0$.

Efektywne cechy przekroju współpracującego klasy 4 (po lokalnej utracie stateczności ścianek; w stanie nadkrytycznym – rys. 3d, e, f, rys. 4) oblicza się na podstawie szerokości współpracujących jego ścianek ściskanych b_{eff}.



Rys. 4. Zastępcza szerokość współpracująca symetrycznej ścianki równomiernie ściskanej

Ściankom przekroju klasy 4 przyporządkowuje się modele ściskanych płyt (rys. 4), o schematach podparcia jednostronnego lub dwustronnego i adekwatnego obciążenia. W miejsce rzeczywistego, krzywoliniowego rozkładu naprężeń w ściance o szerokości $\bar{b}$ (rys. 4a), przyjmuje się równoważny, równomierny rozkład naprężeń $\sigma_c = f_y$ i zredukowaną (efektywną, współpracującą) szerokość ścianki $b_{eff} < \bar{b}$ (rys. 4b). Pole przekroju współpracującego elementu jest sumą pól przekrojów efektywnych jego ścianek $A_{c,eff}$, określonych wzorem

$$A_{c,eff} = b_{eff} t = \rho \bar{b} t \tag{7}$$

gdzie: ρ – współczynnik redukcyjny uwzględniający niestateczność ścianki i jej stan nadkrytyczny, $\bar{b}$ – szerokość ściskanej ścianki, t – grubość ściskanej ścianki.

Dla tak zredukowanego przekroju (rys. 3f) ustala się np. efektywne pole przekroju $A_{eff} < A$, efektywny wskaźnik wytrzymałości przy zginaniu $W_{eff} < W$.

Współczynnik redukcyjny ρ oblicza się wg PN-EN 1993-1-5 [11] w zależności od: schematu statycznego ścianki (przęsłowa lub wspornikowa), stosunku naprężeń brzegowych $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$), względnej smukłości płytowej $\bar{\lambda}_p$ i granicy plastyczności stali f_y ścianki.

4. OCENA NOŚNOŚCI PRZEKROJÓW

4.1. Ocena nośności przekroju rozciąganego

Warunek nośności przekroju (2) osiowo rozciąganego obliczeniową siłą $N_{Ed} = N_{t,Ed}$ (n_t – stopień wykorzystania nośności przekroju; względne wytężenie rozciągające) ma postać:

$$n_t = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \le 1 \tag{8}$$

Obliczeniową nośność przekroju rozciąganego $N_{t,Rd}$ oblicza się następująco:

- w przypadku przekrojów brutto A – jako obliczeniową nośność plastyczną

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \tag{9}$$

- w przypadku przekrojów netto z otworami na łączniki A_{net} – jako obliczeniową nośność graniczną (na rozerwanie)

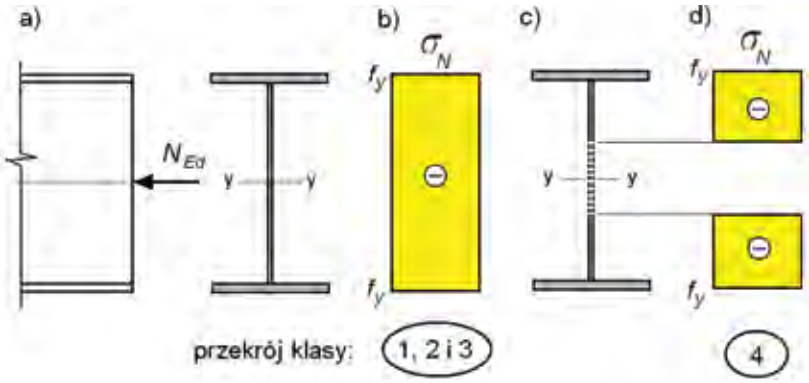
$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \tag{10}$$

- w przypadku połączeń śrubowych kategorii C (patrz PN-EN 1993-1-8 [12]) obliczeniową nośność na rozciąganie przekrojów z otworami A_{net} oblicza się ze wzoru

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}f_y}{\gamma_{M0}} \tag{11}$$

4.2. Ocena nośności przekroju ściskanego

W ocenie nośności przekroju ściskanego osiowo przyjęto rozkłady naprężeń wg rys. 5.



Rys. 5. Rozkłady naprężeń w ściskanym osiowo przekroju dwuteowym klasy 1, 2 i 3 (b) oraz klasy 4 (d)

Warunek nośności przekroju (2) osiowo ściskanego obliczeniową siłą $N_{Ed} = N_{c,Ed}$ (n_c – stopień wykorzystania nośności przekroju; względne wytężenie ściskające) ma postać:

$$n_c = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \le 1 \tag{12}$$

Obliczeniową nośność przekroju ściskanego $N_{c,Rd}$ oblicza się ze wzoru:

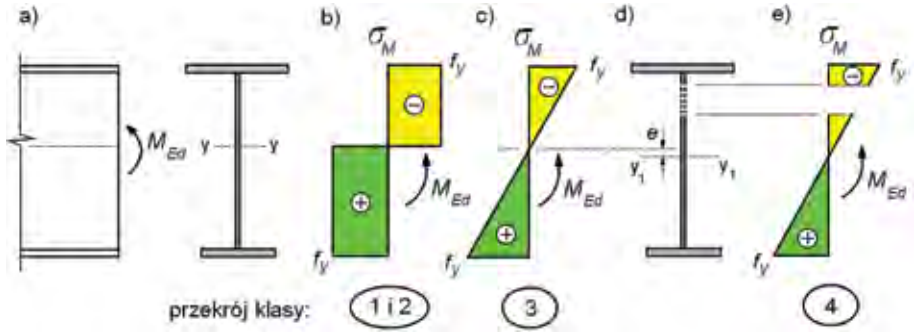
$$N_{c,Rd} = \frac{A_i f_y}{\gamma_{M0}} \tag{13}$$

gdzie: w przypadku przekrojów klasy 1, 2 i 3 (rys. 5b) $A_i = A$ – pole przekroju brutto, zaś w przypadku przekrojów klasy 4 (rys. 5d) $A_i = A_{eff}$ – pole przekroju efektywnego.

Jeśli występuje przesuniecie środków ciężkości przekrojów współpracującego i brutto e_{Ed} to należy go obliczać jako ściskany i zginany dodatkowym momentem $\Delta M_{Ed} = N_{Ed}\, e_N$.

4.3. Ocena nośności przekroju zginanego

W ocenie nośności przekrojów zginanych przyjęto rozkłady naprężeń pokazane na rys. 6.



Rys. 6. Rozkłady naprężeń w zginanym przekroju dwuteowym klasy 1 i 2 (b), klasy 3 (c) oraz klasy 4 (e)

Warunek nośności przekroju zginanego (2), obciążonego obliczeniowym momentem zginającym M_{Ed}, działającym względem osi głównej (m – stopień wykorzystania nośności przekroju; względne wytężenie zginające) ma postać:

$$m = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \tag{14}$$

Obliczeniową nośność przekroju zginanego $M_{c,Rd}$ oblicza się następująco:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_i f_y}{\gamma_{M0}} \tag{15}$$

gdzie: W_i – wskaźnik zginania, który należy przyjmować w przypadku przekrojów
- klasy 1 i 2 (rys. 6b) $W_i = W_{pl}$ – plastyczny wskaźnik zginania,
- klasy 3 (rys. 6c) $W_i = W_{el,min}$ – najmniejszy sprężysty wskaźnik zginania,
- klasy 4 (rys. 6e) $W_i = W_{eff,min}$ – najmniejszy wskaźnik zginania przekroju współpracującego (rys. 6d).

4.4. Ocena nośności przekroju ścinanego

Warunek nośności przekroju ścinanego obliczeniową siła poprzeczną V_{Ed} elementów o środnikach niewrażliwych na utratę stateczności przy ścinaniu (v_i – stopień wykorzystania nośności przekroju na ścinanie; względne wytężenie ścinające) sprawdza się w następująco:

- przekroje klasy 1 i 2

$$v_{1,2} = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1 \tag{16}$$

gdzie: $V_{c,Rd}$ – obliczeniowa nośność plastyczna przekroju przy ścinaniu, którą oblicza się ze wzoru

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}\,\gamma_{M0}} \tag{17}$$

- przekroje klasy 3

$$v_3 = \frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\,\gamma_{M0})} \le 1 \tag{18}$$

gdzie: τ_{Ed} – naprężenie styczne

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{It} \tag{19}$$

w których: A_v – pole przekroju czynnego przy ścinaniu, S – moment statyczny względem osi głównej części przekroju między punktem, w którym oblicza się τ_{Ed}, a brzegiem przekroju, I – moment bezwładności przekroju, t – grubość w rozpatrywanym punkcie.

Nośność środników z uwzględnieniem miejscowej niestateczności przy ścinaniu należy sprawdzać, gdy $h_w / t_w > 72(235 / f_y)^{-0,5}\eta^{-1}$, gdzie: h_w, t_w – wysokość i grubość środnika, η – współczynnik wg [11]. Zasady tej oceny określono w PN-EN 1993-1-5 [11].

4.5. Interakcyjna nośność przekrojów

W przypadku złożonych stanów wytężenia przekroju, gdy występują równocześnie siły wewnętrzne M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}, analizuje się jego nośność interakcyjną. Na przykład należy brać pod uwagę wpływ ścinania na nośność przekroju przy zginaniu. Można go pominąć, jeśli element nie jest narażony na miejscową niestateczność przy ścinaniu (tj. gdy $h_w / t_w \le 72(235 / f_y)^{-0,5}\eta^{-1}$), a obliczeniowa siła poprzeczna spełnia warunek:

$$V_{Ed} \le 0{,}5 V_{c,Rd} \tag{20}$$

W przeciwnym razie przyjmuje się zredukowaną nośność obliczeniową przekroju na zginanie $M_{V,Rd} < M_{c,Rd}$, wyznaczoną przy założeniu, że w części przekroju czynnej przy ścinaniu A_v występuje zredukowana granica plastyczności $f_{y,red}$, którą oblicza się ze wzoru:

$$f_{y,red} = (1-\rho) f_y \tag{21}$$

gdzie:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \tag{22}$$

W przypadku dwuteowników bisymetrycznych, zginanych względem osi największej bezwładności, zredukowaną nośność plastyczną przy zginaniu ze ścinaniem jest określona wzorem:

$$M_{y,V,Rd} = \left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ lecz } M_{y,V,Rd} \le M_{y,c,Rd} \tag{23}$$

gdzie: $A_w = h_w t_w$ – pole przekroju środnika.

W PN-EN 1993-1-1 [10] oraz PN-EN 1993-1-5 [11] podano podobne zasady obliczania i warunki nośności przekrojów dwuteowych oraz rurowych okrągłych i prostokątnych, wytężonych interakcyjnie zginaniem oraz: ścinaniem, siłą podłużną, ścinaniem i siłą podłużną.

5. OCENA NOŚNOŚCI ELEMENTÓW

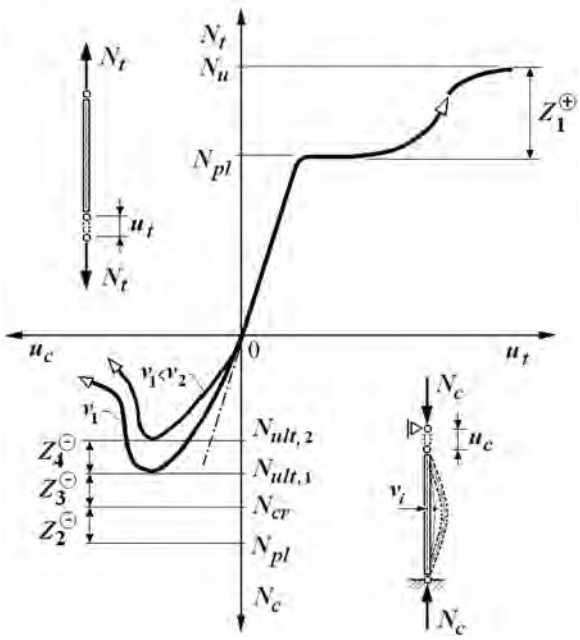
5.1. Wprowadzenie

Wymiarując pręty ściskane, zginane lub ściskane i zginane należy sprawdzić ich stateczność ogólną. Analiza stateczności ogólnej dotyczy prętów o przekrojach wszystkich klas.

Utrata stateczności ogólnej pręta ściskanego objawiać się może wygięciem (wyboczeniem giętnym w płaszczyźnie *xy* – rys. 1c lub płaszczyźnie *zx*), skręceniem (wyboczeniem skrętnym) lub wygięciem i skręceniem (wyboczeniem giętno-skrętnym) osi podłużnej pręta.

Utrata stateczności ogólnej pręta zginanego nazywa się zwichrzeniem lub utratą płaskiej postaci zginania. Polega na ona tym, że zginana belka (rys. 1d) „wychodzi" z płaszczyzny , w której działa obciążenie, tj.: przemieszcza się w kierunku prostopadłym do płaszczyzny działania obciążenia (*v*), z równoczesnym obrotem przekroju poprzecznego (φ).

W ocenie nośności można wyróżnić dwa modele elementów wykonanych ze stali sprężysto-plastycznej: zachowujące swą pełną nośność w stanie granicznym mimo dużych kątów obrotów np. zginane klasy 1 ($M_{pl}(\theta)$ – rys. 2) lub wydłużeń np. rozciągane ($N_t(u_t)$ – rys. 7) oraz tracące nośność po osiągnięciu stanu granicznego np. ulegające ogólnej utracie stateczności w wyniku: wyboczenia ($N_c(u_c)$ – rys. 7) lub zwichrzenia. Pierwsze, po osiągnięciu nośności granicznej charakteryzuje pozioma, drugie zaś opadająca ścieżka równowagi statycznej.



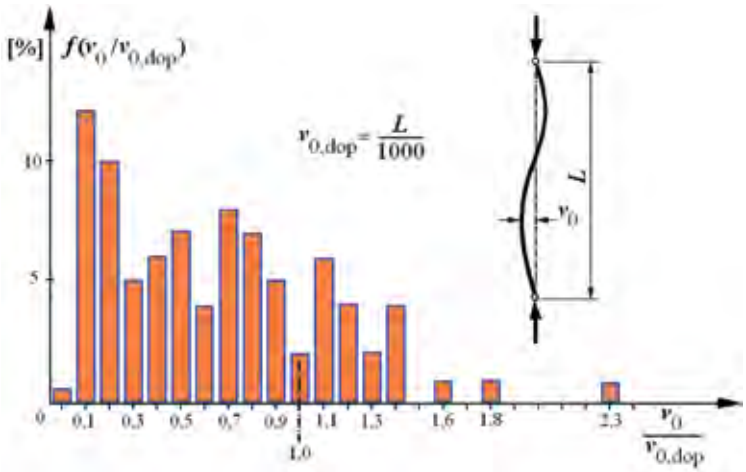
Rys. 7. Ścieżki równowagi statycznej pręta obciążonego siłą podłużną [2]

Przykładem odmiennego zachowania się po osiągnięciu nośności granicznej są pręty obciążone siła podłużną (rys. 7) o różnych ścieżkach równowagi statycznej (ŚRS) przy rozciąganiu N_t (u_t) i ściskaniu N_c (u_c). Rozciągane pręty zachowują swą nośność plastyczną N_{pl} i w tej fazie wytężenia charakteryzuje je pozioma ŚRS. Pręty ściskane po osiągnięciu nośności granicznej tracą zdolność przenoszenia przyłożonych obciążeń i ich ŚRS jest opadająca. Ponadto należy zawrócić uwagę, że z powodu smukłości ich teoretyczna nośność krytyczna N_{cr} jest mniejsza od nośności plastycznej N_{pl} (redukcja Z_2 – rys 7) oraz, że na skutek imperfekcji osi podłużnej v_i prętów rzeczywistych ich nośność graniczna N_{ult} jest mniejsza od teoretycznej nośności krytycznej N_{cr} (redukcja Z_3 – rys 7). Wzrost losowego wstępnego wygięcia osi podłużnej $v_1 > v_2$ powoduje zmniejszenie jego nośności na ściskanie (redukcja Z_4 – rys. 7).

W podsumowaniu można stwierdzić, że w granicznym stanie wytężenia rozciągane pręty zachowują swą nośność – są *czynne*, tj. przenoszą dotychczasowe ich obciążenie, pręty ściskane zaś tracą na nośności – są *bierne*, tj. nie są zdolne przenosić ich dotychczasowego obciążenie. Na redukcję nośności prętów ściskanych w stosunku do teoretycznej nośności krytycznej N_{cr} zasadniczy wpływ mają ich imperfekcje.

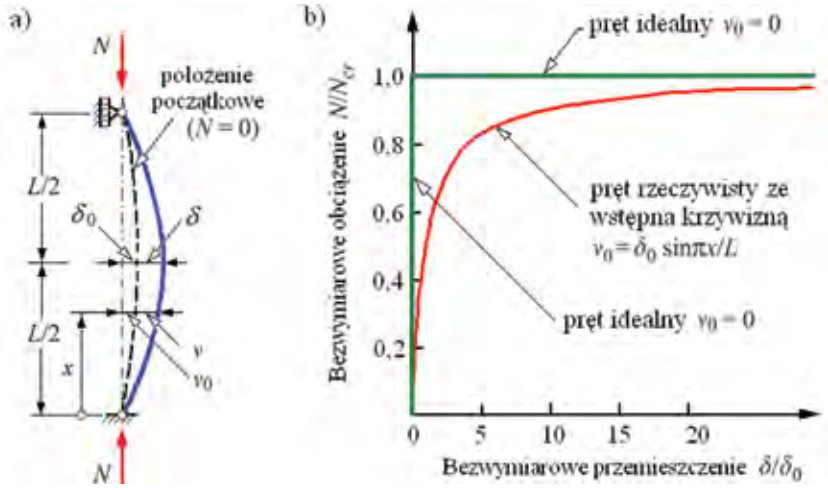
Pręty rzeczywiste są obarczone wstępnymi niedoskonałościami: geometrycznymi (np. wygięciami osi podłużnych), technologicznymi (np. naprężeniami walcowniczymi i spawalniczymi), wykonawczymi (np. mimośrodami przekazywania obciążeń) tzw. imperfekcjami, które zmniejszają ich teoretyczne nośności krytyczne zarówno wyboczenia jak i zwichrzenia.

Przykładowy wynik badań losowych wstępnych wygięć prętów pokazano na rys. 8 [16]. Na osi poziomej histogramu podano pomierzone wygięcia osi podłużnych prętów e_0, odniesione do dopuszczalnej ich wartości wg normy odbioru konstrukcji stalowych $e_{0,dop} = L/1000$ [15].



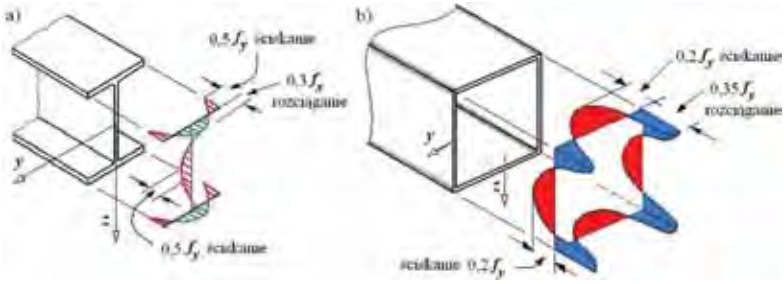
Rys. 8. Histogram wstępnych losowych wygięć osi podłużnych prętów kratownic [16]

Na rys. 9 przedstawiono ścieżkę równowagi statycznej ściskanego pręta idealnego [17] oraz rzeczywistego z wstępnym wygięciem osi podłużnej v_0. Taki sam charakter ma ścieżka równowagi statycznej pręta w przypadku losowego, mimośrodowego przyłożenia do niego obciążenia ściskającego lub występowania losowego obciążenia poprzecznego. We wszystkich tych przypadkach wytężenia pręt jest nie tylko ściskany, ale i zginany, co sprawia że jego nośność graniczna N_{ult} jest mniejsza od nośności krytycznej z warunku wyboczenia N_{cr}.



Rys. 9. Ścieżka równowagi statycznej idealnego i rzeczywistego pręta ściskanego [18]

Na rys. 10 pokazano przykładowe rozkłady wstępnych naprężeń walcowniczych i spawalniczych. Są to naprężenia normalne, zwykle działające wzdłuż osi prętów, które w przekroju poprzecznym tworzą układ zrównoważony, tak że ich wypadkowa jest równa zeru.

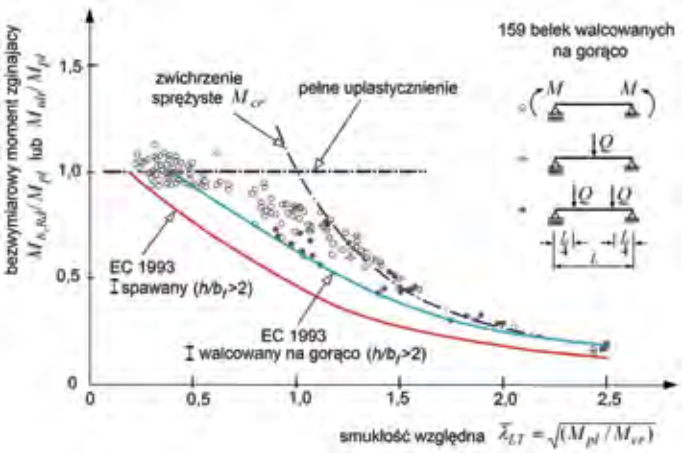


Rys. 10. Przykłady rozkładów naprężeń własnych: a) walcowniczych [18], b) spawalniczych [5]

Przyczyną powstania naprężeń własnych (rezydualnych, początkowych) są nierównomierne odkształcenia plastyczne podczas nierównomiernego nagrzewania i stygnięcia (walcowania, spawania). Występowanie wstępnych naprężeń własnych powoduje, że pręty jeszcze przed przyłożeniem obciążeń zewnętrznych mogą wykazywać w licznych strefach naprężenia normalne sięgające lub nawet przekraczające granicę plastyczności stali. Naprężenia te, dodając się do naprężeń od przyłożonych obciążeń zewnętrznych, mogą spowodować wyczerpanie nośności materiału w pewnych punktach przekroju. W tym też sensie naprężenia rezydualne są imperfekcją zmniejszającą nośność elementu z warunku wyboczenia lub zwichrzenia.

Negatywny wpływ imperfekcji na nośność krytyczną wyboczenia i zwichrzenia został stosunkowo dobrze rozpoznany i zbadany metodami analitycznymi oraz eksperymentalnymi.

Na rys. 11 [18] pokazano wyniki badań doświadczalnych w skali naturalnej nośności na zwichrzenie 159 zginanych, dwuteowych belek walcowanych na gorąco, przy trzech schematach obciążenia. Z ich analizy wynika, że nośność na zwichrzenie belek ($M_{b,Rd}$) w zdecydowanej liczbie badanych modeli była mniejsza od ich teoretycznej nośności krytycznej M_{cr}.



Rys. 11. Wyniki badań zwichrzenia 159 zginanych, dwuteowych belek walcowanych na gorąco [18]

Nośności krytyczne wyboczenia N_{cr} oraz nośności krytyczne zwichrzenia M_{cr} elementów o najczęściej występujących smukłościach są mniejsze od nośności ich przekrojów odpowiednio

na ściskanie $N_{c,Rd}$ lub na zginanie $M_{c,Rd}$. Wg PN-EN 1993-1-1 [10] redukcje tych nośności opisują odpowiednio wyspecyfikowane (uwzgledniające imperfekcje) współczynniki wyboczenia χ – w przypadku ściskania i współczynnik zwichrzenia χ_{LT} – w przypadku zginania. W zależności od wrażliwości prętów na wstępne, losowe imperfekcje geometryczne, technologiczne i wykonawcze zaproponowano 5 krzywych niestateczności ogólnej χ_i, oznaczonych jako: a_0, a, b, c, d. Są uzależnione od parametru imperfekcji α (tabela 2). Wyznaczono je rozpatrując model pręta nieidealnego o długości l, ze wstępnym, ekwiwalentnym wygięciem osi podłużnej e_0 (tabela 2), które uwzględnia nie tylko odchyłkę geometryczną od prostoliniowości jego osi, ale również niedoskonałości strukturalne materiału i wykonawstwa konstrukcji (m.in. naprężenia walcownicze, naprężenia spawalnicze, mimośrody montażowe).

Tabela. 2. Parametry imperfekcji krzywych niestateczności ogólnej wg PN-EN 1993-1-1 [10]

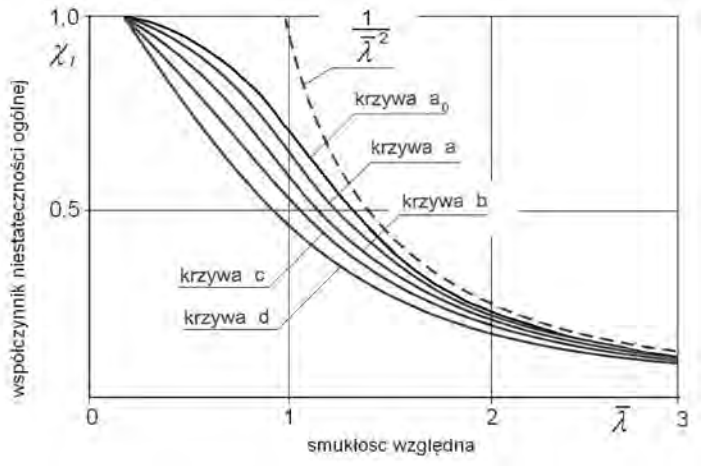
Krzywa niestateczności ogólnej	a_0	a	b	c	d
Parametr imperfekcji α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
Zastępcze wygięcie osi pręta e_0	*l / 350*	*l / 300*	*l / 250*	*l / 200*	*l / 150*

5.2. Krzywe niestateczności ogólnej

W ocenie prętów ściskanych, zginanych oraz jednocześnie ściskanych i zginanych przyjmuje się współczynniki niestateczności ogólnej χ_i, tj.:

- współczynnik wyboczenia $\chi_i = \chi$ – w przypadku prętów ściskanych oraz
- współczynnik zwichrzenia $\chi_i = \chi_{LT}$ – w przypadku prętów zginanych.

Są one funkcjami smukłości względnej $\bar{\lambda}_i$ (tj.: $\bar{\lambda}_i = \bar{\lambda}$ – smukłości względnej wyboczenia, $\bar{\lambda}_i = \bar{\lambda}_{LT}$ – smukłości względnej zwichrzenia) oraz parametru imperfekcji α. Parametr imperfekcji α został przyporządkowany odpowiedniej krzywej niestateczności ogólnej: a_0, a, b, c, d (tab. 2). Im większa jest wartość parametru imperfekcji α, tym wpływ imperfekcji e_0 na redukcją nośności jest większy i tym niżej leży krzywa niestateczności ogólnej χ_i (rys. 12).



Rys. 12. Krzywe niestateczności ogólnej wg PN-EN 1993-1-1 [10]

Krzywe niestateczności ogólnej (rys. 12) są opisane funkcją:

$$\chi_i = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}_i^2}} \quad \text{lecz} \quad \chi_i \le 1{,}0 \tag{24}$$

gdzie:

$$\Phi = 0{,}5[1 + \alpha(\overline{\lambda}_i - 0{,}2) + \overline{\lambda}_i^2] \tag{25}$$

Smukłość względną elementu ściskanego $\overline{\lambda}_i = \lambda$ jest określona ogólną zależnością:

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{\gamma_{M0} N_{c,Rd}}{N_{cr}}} \tag{26}$$

gdzie: N_{cr} – siła krytyczna odpowiadająca miarodajnej postaci wyboczenia sprężystego (giętnego, skrętnego lub giętno-skrętnego), wyznaczona na podstawie cech przekroju brutto.

Smukłość względną elementu ściskanego $\overline{\lambda}_i = \lambda$ w przypadku wyboczenia giętnego (gdy obciążenie krytyczne wynosi $N_{cr} = EI(\pi/L_{cr})^2$) można wyznaczyć bezpośrednio wg wzoru:

$$\overline{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\beta_A}{\lambda_1} \tag{27}$$

gdzie: L_{cr} – długość wyboczeniowa miarodajnej postaci wyboczenia elementu, i – promień bezwładności przekroju brutto względem odpowiedniej osi, β_A – współczynnik; $\beta_A = (A_{eff}/A)^{0,5}$ – w przypadku przekroju klasy 4, w pozostałych przypadkach $\beta_A = 1$, λ_1 – smukłość graniczna przy osiągnięciu przez siłę krytyczną charakterystycznej wartości nośności przekroju, którą oblicza się ze wzoru:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{28}$$

Smukłość względną elementu zginanego przy zwichrzeniu $\overline{\lambda}_i = \overline{\lambda}_{LT}$ wyznacza się z zależności:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\gamma_{M0} M_{c,Rd}}{M_{cr}}} \tag{29}$$

gdzie: M_{cr} – moment krytyczny zwichrzenia sprężystego elementu zginanego.

5.3. Nośność graniczna elementów ściskanych

Warunek nośności na wyboczenie elementu o stałym przekroju, osiowo ściskanego obliczeniową siłą podłużną N_{Ed} ma postać:

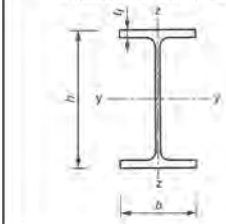
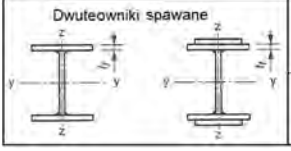
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \tag{30}$$

gdzie: $N_{b,Rd}$ – nośność na wyboczenie elementu ściskanego, którą oblicza się ze wzoru:

$$N_{b,Rd} = \chi N_{c,Rd} \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} \right) \tag{31}$$

Współczynnik wyboczeniowy elementu ściskanego oblicza się w zależności od smukłości względnej $\bar{\lambda}$ oraz parametru imperfekcji α wyznaczonego dla odpowiedniej krzywej niestateczności ogólnej a_0, a, b, c i d (tabela 2 i rys. 12). Przyporządkowanie krzywych wyboczeniowych wg PN-EN 1993-1-1 [10] do grupy elementów opisanych tym samym parametrem imperfekcji α dobiera się stosownie do typu przekroju, proporcji jego podstawowych wymiarów (grubości ścianek) metody produkcji kształtownika (technologii wykonania), płaszczyzny wyboczenia i gatunku stali. W tabeli 3 przedstawiono przykładowe przyporządkowanie krzywych wyboczeniowych przekrojów dwuteowych wg PN-EN 1993-1-1 [10].

Tabela 3. Przyporządkowanie krzywych wyboczeniowych prętów dwuteowych wg PN-EN 1993-1-1 [10]

Element: technologia wytwarzanie i przekrój		Ograniczenia	Wyboczenie względem osi	Krzywe wyboczeniowe	
				S235, S275 S355, S420	S460
Dwuteowniki walcowane 	$h/b > 1{,}2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a_0 a_0
		40 mm $< t_f \leq$ 100 mm	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1{,}2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Dwuteowniki spawane 		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d

5.4. Nośność graniczna elementów zginanych

Warunek nośności ze względu na zwichrzenie względem silniejszej osi $y - y$ elementu zginanego o stałym przekroju, zginanego obliczeniowym momentem M_{Ed} ma postać:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \tag{32}$$

Nośność na zwichrzenie zginanych elementów niestężonych w kierunku bocznym $M_{b,Rd}$ określona jest wzorem:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{c,Rd} \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} \right) \tag{33}$$

Zalecane wg PN-EN 1993-1-1 [10] przyporządkowanie krzywych zwichrzenia podano w tabeli 4.

Tabela 4. Przyporządkowanie krzywych zwichrzania (przypadek ogólny) wg PN-EN 1993-1-1 [10]

Przekrój elementu	Ograniczenia	Krzywe zwichrzenia
Dwuteowniki walcowane	$h / b \le 2$	a
	$h / b > 2$	b
Dwuteowniki spawane	$h / b \le 2$	c
	$h / b > 2$	d
Inne kształtowniki	–	d
h – wysokość kształtownika, b – szerokość pasa kształtownika		

5.5. Nośność graniczna elementów ściskanych i zginanych

Ocena nośności elementów jednocześnie ściskanych i zginanych jest jednym z trudniejszych przypadków w projektowaniu konstrukcji stalowych. Takie elementy są najczęściej fragmentami konstrukcji ramowych. Dlatego sprawdzenie ich nośności powinno się prowadzić z uwzględnieniem efektów II rzędu oraz imperfekcji.

Przyjmując ujednoliconą wartość współczynników częściowych nośności $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1$ warunki nośności elementów ściskanych i zginanych (niestateczności interakcyjnej) można sprowadzić do następującej postaci:

$$\frac{n_c}{\chi_i} + k_{iy} \frac{m_{y,\max} + \Delta m_y}{\chi_{LT}} + k_{iz} (m_{z,\max} + \Delta m_z) \le 1{,}0 \qquad (i = y \ \text{ lub } \ z) \tag{34}$$

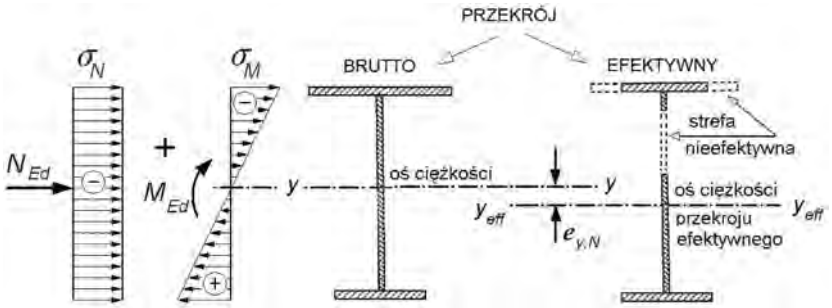
gdzie: n_c – wytężenie ściskające przekroju wg (12), $m_{y,max}$ i $m_{z,max}$ – maksymalne w rozpatrywanym przedziale wytężenie zginające względem osi y lub z wg (14), χ_i – współczynnik wyboczenia giętnego odpowiednio $\chi_i = \chi_y$ – względem osi y oraz $\chi_i = \chi_z$ – względem osi z, χ_{LT} – współczynnik zwichrzenia, k_{ij} – współczynnik interakcji ($i, j = y, z$ czyli k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}).

Ewentualne, dodatkowe wytężenie zginające Δm_y oraz Δm_y są spowodowane przesunięciem środka ciężkości przekroju klasy 4. Jeśli środek ciężkości przekroju współpracującego A_{eff} (ustalony przy założeniu równomiernego ściskania) jest przesunięty o wielkość $e_{i,N}$ w stosunku do środka ciężkości przekroju brutto A (rys. 13) to w obliczeniach uwzględnia się dodatkowy moment zginający od tego mimośrodu, który wynosi:

$$\Delta M_{i,Ed} = N_{Ed} e_{i,N} \quad (i = y \ \text{ lub } \ z) \tag{35}$$

Dodatkowe wytężenie zginające Δm_y i Δm_y przekroju klasy 4 wynosi:

$$\Delta m_i = \frac{N_{Ed} e_{i,N}}{M_{c,Rd}} \le 1 \quad (i = y \ \text{ lub } \ z) \tag{36}$$



Rys. 13. Efektywna geometria ściskanego i zginanego przekroju dwuteowego klasy 4

Współczynniki interakcji k_{ij} ($i, j = y, z$ czyli k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}) pozwalają uwzględnić rozkłady momentów zginających na długości pręta, a także przyrosty momentów zginających jakie w nim powstają w warunkach lokalnej interakcji siły podłużnej i zginania. Można je obliczać alternatywnie: Metodą 1 – wg Załącznika A w PN-EN 1993-1-1 [10] lub Metodą 2 wg Załącznika B w PN-EN 1993-1-1 [10]. Załącznik Krajowy do PN-EN 1993-1-1 [10] zaleca obliczanie współczynnika interakcji k_{ij} wg Metody 2 – jako bardziej czytelnej i obarczonej mniejszym ryzykiem popełnienia błędu rachunkowego.

W ogólnym przypadku warunek (35) sprawdza się dwukrotnie, rozpatrując wyboczenie względem obu osi głównych przekroju i obliczając każdorazowo po dwa współczynniki k_{ij}.

Interakcyjne kryterium nośności pręta jednocześnie ściskanego i zginanego (34) jest kłopotliwe w stosowaniu. Stąd w Załączniku Krajowym do PN-EN 1993-1-1 [10] podano uproszczony warunek nośności interakcyjnej:

$$\frac{n_c}{\chi_i} + C_{my}\frac{m_{y,\max} + \Delta m_y}{\chi_{LT}} + C_{mz}(m_{z,\max} + \Delta m_z) \le 1 - \Delta_0 \qquad (i = y \text{ lub } z) \tag{37}$$

gdzie: C_{my}, C_{mz} – współczynnik momentu zginającego, które oblicza się wg tablicy B.3 w PN-EN1993-1-1 [10], Δ_0 – składnik poprawkowy (oszacowany wg maksymalnej redukcji), który wynosi:

- w przypadku przekrojów klasy 3 i 4

$$\Delta_0 = 0{,}1 \tag{38}$$

- w przypadku przekrojów klasy 1 i 2

$$\Delta_0 = 0{,}1 + 0{,}2(w_i - 1) \quad (i = y \text{ lub } z) \tag{39}$$

przy czym: w_i – współczynnik rezerwy plastycznej przekroju w rozpatrywanej płaszczyźnie wyboczenia, który oblicza się ze wzoru:

$$w_i = W_{pl,i} / W_{el,i} \tag{40}$$

Literatura

[1] Biegus A.: *Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych*. PWN, Warszawa – Wrocław, 1997.

[2] Biegus A.: *Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych*. PWN, Warszawa – Wrocław 1999.

[3] Biegus A.: *Podstawy projektowania konstrukcji. Oddziaływania na konstrukcje. Projektowanie konstrukcji stalowych*. Zeszyty Edukacyjne Buildera, Builder 2011.

[4] Bródka J., Broniewicz M: *Projektowanie konstrukcji stalowych według Eurokodów*. Polskie Wydawnictwo Techniczne, 2013.

[5] Chen W. F. Atsuta T.: *Theory of Beam-Columns*. McGraw Hill Company, New York vol. 1, vol. 2 1977.

[6] Giżejowski M., Ziółko J.: Budownictwo ogólne. Tom 5. Stalowe konstrukcje budynków. Projektowanie według eurokodów z przykładami obliczeń. Praca zbiorowa. Arkady, Warszawa 2010.

[7] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[8] PN-B-06200:1997. Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.

[9] PN-EN 1990: 2004. Podstawy projektowania konstrukcji.

[10] PN-EN 1993-1-1: 2006. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1–1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[11] PN-EN 1993-1-5: 2008. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1–5: Blachownice.

[12] PN-EN 1993-1-8: 2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1–8: Projektowanie węzłów.

[13] PN-EN-1993-1-9: 2007. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1–9: Zmęczenie.

[14] PN-EN-1993-1-10: 2007. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1–10: Dobór stali ze względu na odporność na kruche pękanie i ciągliwość międzywarstwową.

[15] PN-EN 1090-2:2009. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych – Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych.

[16] Sertler H., Vican J. Slavik J.: *Structural Capacity of Existing Steel Structural Members*. International Conference on Metal Structures, Kraków 1995, vol. 2, s.189–198.

[17] Timoshenko S. P., Gere J.M.: *Teoria stateczności sprężystej*. Arkady, Warszawa, 1963.

[18] Trahair N. S., Bradford M. A., Nethercot D. A., Gardner L.: *The Behaviour and Design of steel Structures to EC3*. Taylor & Francis, London and New York, 2008.

ASSESSMENT OF THE RESISITANCE OF STEEL ELEMENTS ACCORDING TO EUROCODE 3

Paweł GULAK[1]

JAK PROJEKTOWAĆ RUSZTOWANIA – KONSTRUKCJE STALOWE CZY URZĄDZENIA?

STRESZCZENIE

Rusztowanie jest tymczasową konstrukcją służącą głównie utrzymaniu osób, materiału, narzędzi i sprzętu w trakcie prowadzenia robót budowlanych lub podczas odbywania się imprez i wydarzeń publicznych. Rusztowania występują w różnej postaci, począwszy od pomostów roboczych i kładek dla pieszych, poprzez trybuny i sceny, skończywszy na urządzeniach i maszynach. Dzisiaj wśród powszechnie dostępnych rusztowań dominują systemowe rusztowania metalowe wielokrotnego użytku, dające wprawdzie szerokie możliwości zastosowania w przeróżnych warunkach eksploatacyjnych, ale stwarzające zagrożenia bezpieczeństwa ludzi przy nich pracujących i przebywających. Z tego też względu bezpieczeństwo i higiena pracy podczas wykonywania montażu oraz użytkowania rusztowań w odniesieniu do obowiązującego prawa jest nieodzownym zagadnieniem przy projektowaniu tych urządzeń. A to odróżnia zasadniczo rusztowanie jako tymczasową konstrukcję od stałej konstrukcji obiektu budowlanego.

SŁOWA KLUCZOWE: rusztowanie, konstrukcja, dokumentacja, projekt, przepis

1. WPROWADZENIE

Wznoszenie i utrzymanie obiektów budowlanych wymaga często użycia rusztowań celem bezpiecznego wykonania robót budowlanych, w tym także robót montażowych, remontowych, instalacyjnych, konserwacyjnych i innych prac towarzyszących.

Rusztowania stosowano już w okresie antycznym, kiedy to wiele budowli wznoszono z ich pomocą. Rusztowania w ich pierwotnej postaci są nieodzownym elementem w dziejach kultury

[1] Dipl.-Ing. (FH), Paweł Gulak, Pawel.Gulak@peri.com.pl – PERI Polska Sp. z o.o.

budowlanej świata. I tak na przykład w starożytnym Egipcie do budowy drewnianych rusztowań podporowych i roboczych używano bali oraz desek łączonych w węzłach linami (rys. 1).

Rys. 1. Rusztowanie drewniane w starożytności [1]

W starożytnej Grecji dodatkowo stosowano elementy żelazne, jednakowoż rusztowania drewniane znajdują zastosowanie po dzień dzisiejszy w wielu miejscach na świecie (fot. 1).

Fot. 1. Rusztowanie drewniane współcześnie [1]

W Azji natomiast od dawien dawna używano rusztowań bambusowych (fot. 2).

Fot. 2. Rusztowanie bambusowe współcześnie [2]

Wraz z postępem nauki i techniki oraz rozwojem budownictwa rusztowania drewniane zastępowano sukcesywnie rusztowaniami metalowymi. Z początkiem XIX wieku powstały bardziej złożone konstrukcje rusztowań, w których stosowano już elementy metalowe. Pierwsze rusztowania stalowe rurowe łączone na złącza powstały około 1930 roku, natomiast pierwsze rusztowanie systemowe użyte w Niemczech pojawiło się w 1952 roku [3]. Dzisiaj wśród powszechnie dostępnych rusztowań dominują systemowe rusztowania ramowe i modułowe wielokrotnego użytku, dające szerokie możliwości zastosowania i zapewniające wysoki standard bezpieczeństwa montażu i użytkowania, których części i elementy składowe wykonywane są ze stali, staliwa, żeliwa, aluminium i stopów metali (fot. 3).

Fot. 3. Rusztowanie metalowe współcześnie [4]

2. POJĘCIA I PRZEPISY

Rusztowanie jest tymczasową konstrukcją stacjonarną lub przesuwną, stosowaną do robót budowlanych lub do użyteczności publicznej, służącą głównie utrzymaniu osób, materiału, narzędzi i sprzętu, przeznaczoną do zabezpieczenia przed upadkiem z wysokości ludzi i przedmiotów, do komunikacji oraz do rektyfikacji, podtrzymywania i zabezpieczenia przed zmianami położenia innych elementów konstrukcji, takich jak sceny, kładki dla pieszych, dojścia, estrady, deskowania, prefabrykowane elementy budowli itp. (fot. 5). Rusztowanie w zależności od wyposażenia, stopnia skomplikowania i przeznaczenia może mieć formę prostego urządzenia stacjonarnego albo zaawansowanej mechanicznie maszyny (fot. 4). [18], [19], [20], [35], [36].

Fot. 4. Maszyna PERI formująca ustrój nośny wiaduktu: przesuwne rusztowanie podporowe VARIOKIT podtrzymujące deskowanie VARIO GT 24 [5]

Rusztowanie ze względu na swoje przeznaczenie wpływa bezpośrednio na bezpieczeństwo środowiska pracy i użytkowania, pełniąc dwojako funkcję przedmiotu oraz środka pracy. W trakcie wykonywania montażu pojedyncze części i elementy rusztowania łączone przez montera w jedną konstrukcyjną całość są przedmiotem pracy. Natomiast wzniesione już rusztowanie z integralnymi pomostami roboczymi lub komunikacyjnymi, gotowymi do organizacji na nich bezpiecznych stanowisk pracy lub użytkowania, pełni rolę środka pracy. Oba te aspekty mają bardzo duży wpływ na środowisko pracy i użytkowania oraz związane z nim bezpieczeństwo monterów oraz użytkowników rusztowania, co kształtuje odpowiednio relacje między zamawiającym a wykonawcą oraz pracodawcą a pracownikiem, jak również wynikające z tego prawa i obowiązki stron w trakcie pracy i użytkowania rusztowania.

Z tego też względu bezpieczeństwo i higiena pracy podczas wykonywania montażu oraz użytkowania rusztowań w odniesieniu do obowiązującego prawa jest nieodzownym zagadnieniem przy projektowaniu tych urządzeń. A to odróżnia zasadniczo rusztowanie jako tymczasową konstrukcję, od stałej konstrukcji obiektu budowlanego.

Fot. 5. Trybuna okolicznościowa z elementów rusztowania systemowego PERI [1]

Według Międzynarodowej Klasyfikacji Norm ICS rusztowania zalicza się do maszyn, urządzeń i sprzętu do robót budowlanych kategorii 91.220 [6], co odpowiada normalizacji prowadzonej w państwach Unii Europejskiej i innych kontynentów. Pomimo tego rusztowania często traktowane są mylnie jako konstrukcje budowlane wg kategorii 91.080. Klasyfikacja ICS opracowana jest przez Międzynarodową Organizację Normalizacyjną ISO i stanowi podstawę opracowywania międzynarodowych, regionalnych i krajowych katalogów norm i innych dokumentów normalizacyjnych, ułatwiających zharmonizowanie informacji oraz narzędzi porządkujących, takich jak: normy, wymagania i przepisy techniczne, przewodniki, kodeksy postępowania, wskaźniki tendencji technologicznych itp.

Zgodnie z klasyfikacją ICS rusztowania metalowe w Polsce zostały objęte przez Polski Komitet Normalizacyjny PKN tym samym zakresem przedmiotowym w następujących normach:

- PN-EN 74-1 do 3 Złącza, sworznie centrujące i podstawki stosowane w deskowaniach i rusztowaniach [25], [26], [27];
- PN-EN 12810-1 do 2 Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych [28], [29];
- PN-EN 12811-1 do 3 Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy [30], [31], [32];
- PN-EN 12812 Rusztowania podporowe [33];
- PN-EN 12813 Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy – Wieże podporowe z elementów prefabrykowanych [34];
- PN-M-47300 Maszyny i urządzenia do robót budowlanych stanu surowego [35];
- PN-M-47900-1 do 3 Rusztowania stojące metalowe robocze [36], [37], [38];
- PN-EN 1298 Przejezdne pomosty robocze [39];
- PN-EN 1004 Ruchome rusztowania robocze wykonane z prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych [40];
- PN-EN 39 Rury stalowe do budowy rusztowań[41].

Polskie Normy Maszynowe PN-M są normami o krajowym zasięgu działania, przyjętymi i zatwierdzonymi przez Polski Komitet Normalizacyjny. Natomiast Europejskie Normy EN są normami o europejskim zasięgu działania, przyjętymi i zatwierdzonymi przez Europejski Komitet Normalizacyjny CEN. Prefiks PN wskazuje na implementację tej normy do Polskiej Normy, będącej krajowym wprowadzeniem Normy Europejskiej w języku polskim bądź języku oryginału.

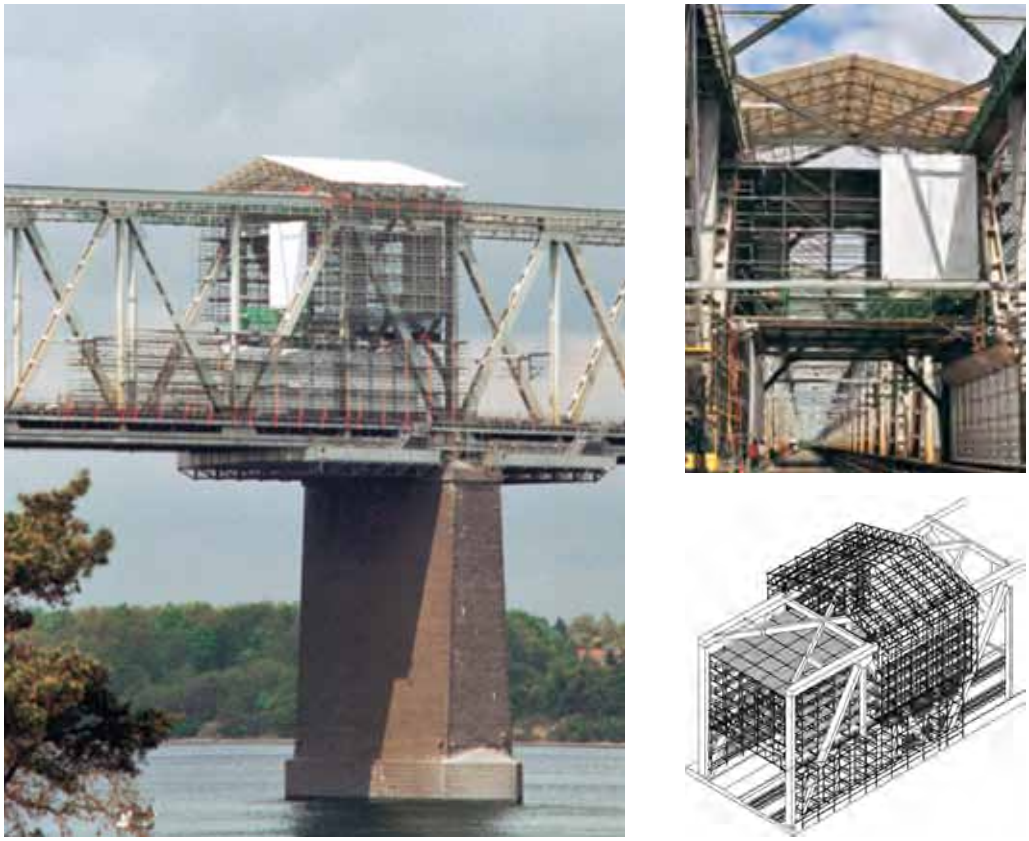
Również w krajowym prawodawstwie rusztowania uregulowane zostały przez parlament Rzeczypospolitej Polskiej w następujących aktach prawnych i normatywnych:

- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robot budowlanych [18];
- Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy [17];
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 20 września 2001 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas eksploatacji maszyn i innych urządzeń technicznych do robót ziemnych, budowlanych i drogowych [19];
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 30 października 2002 r. w sprawie minimalnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy w zakresie użytkowania maszyn przez pracowników podczas pracy [20];
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki, Pracy i Polityki Społecznej z dnia 30 września 2003 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie minimalnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy w zakresie użytkowania maszyn przez pracowników podczas pracy [21];
- Ustawa z dnia 12 grudnia 2003 r. o ogólnym bezpieczeństwie produktów [16];
- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane [22].

W latach 90. Polskie Normy miały status przepisów, a ich stosowanie było obowiązkowe. Zgodnie z Ustawą z dnia 12 września 2002 r. o normalizacji [22] od 1 stycznia 2003 r. stosowanie Polskich Norm jest dobrowolne, z wyjątkiem działań podlegającym wybranym ustawom i rozporządzeniom, które nakładają obowiązek ich uwzględniania. Wyjątek dotyczy np. rusztowań, gdzie zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy [17] rusztowania powinny spełniać wymagania Polskich Norm, które to normy w tym przypadku stanowią prawo techniczne i powinny być tak samo przestrzegane jak prawo ogólne.

3. RODZAJE RUSZTOWAŃ

Rozwój technologiczny w przemyśle maszynowym i budowlanym na przestrzeni ostatnich 40 lat wpłynął również na postęp w produkcji rusztowań systemowych. Dzięki temu obserwujemy dzisiaj zaawansowane technicznie i wyrafinowane funkcjonalnie maszyny oraz urządzenia różnych typów, odmian i postaci, które stały się nieodzownym wyposażeniem placów budowy i naszego otoczenia (fot. 6).



Fot. 6. Rusztowanie systemowe robocze przejezdne PERI UP do robót remontowych ustroju nośnego mostu [1]

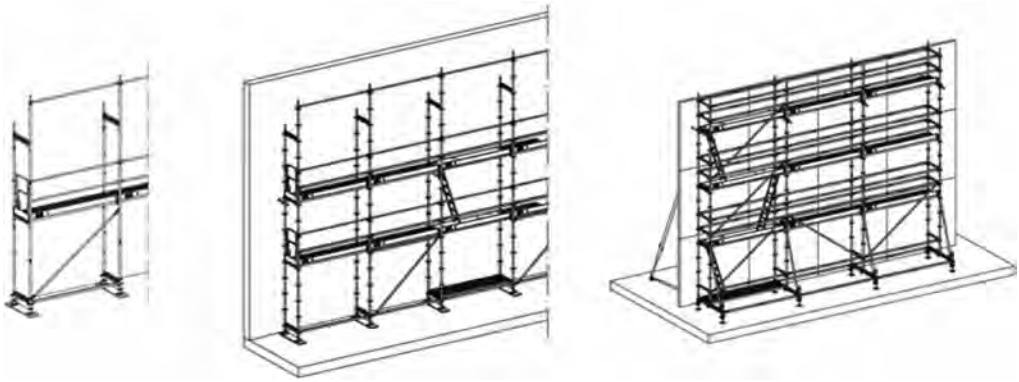
Rusztowania, ze względu na relatywnie krótki czas eksploatacji w jednym miejscu użytkowania, sukcesywnie ulegały przemianom rozwojowym i dzisiaj znacznie odbiegają konstrukcyjnie od trwałych konstrukcji stalowych obiektów budowlanych. Głównym napędem rozwoju rusztowań systemowych stała się systematyzacja oraz przemysłowa standaryzacja i prefabrykacja części oraz elementów rusztowań i deskowań o stosunkowo niskim ciężarze jednostkowym, dających się łatwo adaptować, montować, demontować i transportować.

Spośród wielu występujących w praktyce konstrukcji można zasadniczo wyróżnić następujące rodzaje rusztowań:

- systemowe, niesystemowe;
- typowe, nietypowe;
- stojakowe, ramowe, modułowe;
- kozłowe, wspornikowe;
- wolnostojące, przyścienne, wiszące;
- nieruchome, ruchome;
- robocze, ochronne;
- podporowe;

- schodnie, schody;
- zadaszenia, daszki ochronne;
- kładki dla pieszych, trybuny,

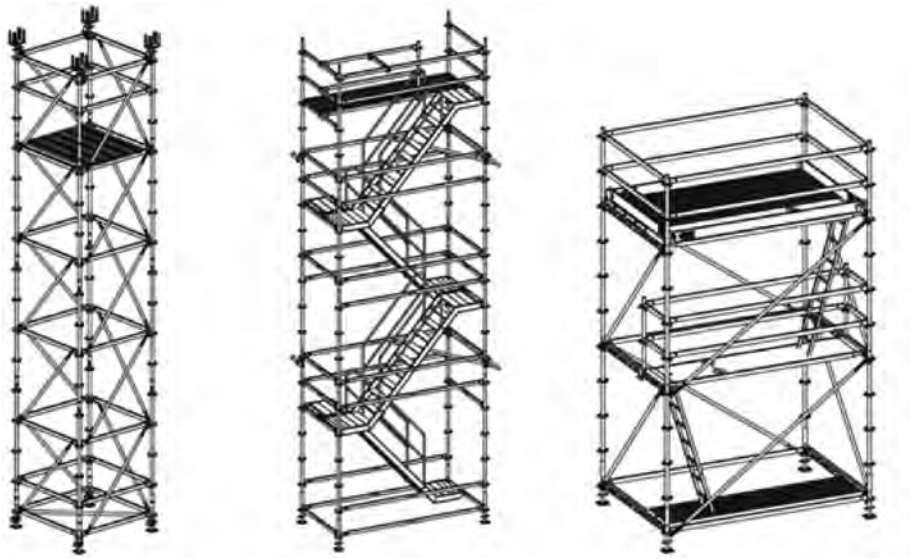
których przykłady pokazano na rysunkach od 2 do 4 i fotografiach od 7 do 10.



a) ramowe b) stojakowe modułowe c) zbrojarskie

Rys. 2. Rusztowania typowe systemowe nieruchome przyścienne robocze [4]

Wszystkie z wymienionych tutaj rusztowań dają praktycznie nieograniczone możliwości stosowania, a ostateczny sukces i powodzenie ich właściwego użycia zależy w pełni od projektu rusztowania, zgodnie z którym wykonywany jest montaż i odbywa się użytkowanie rusztowania.



a) podporowe b) schodnia c) platforma

Rys. 3. Rusztowania typowe systemowe nieruchome wolnostojące robocze [4]

a) schody przyścienne

b) platforma robocza wolnostojąca

Rys. 4. Rusztowania typowe systemowe nieruchome [4

a) kładka dla pieszych [4]

b) zadaszenie ruchome [8]

Fot. 7. Rusztowania typowe systemowe wolnostojące

a) nietypowe robocze

b) typowe roboczo-ochronne

Fot. 8. Rusztowania systemowe nieruchome [1]

a) roboczo-ochronne wspornikowe [7]

b) podporowe kozłowe [9]

Fot. 9. Rusztowania typowe systemowe przyścienne

Fot. 10. Rusztowanie niesystemowe ruchome [10]

4. DOKUMENTACJA RUSZTOWANIA

Montaż i użytkowanie rusztowania powinny odbywać się zgodnie z dokumentacją producenta albo z projektem indywidualnym w zależności od tego, czy rusztowanie jest systemowe bądź niesystemowe oraz czy jest typowe lub nietypowe.

Zgodnie z wymaganiami dotyczącymi obsługi i stosowania maszyn, narzędzi i innych urządzeń technicznych określonymi przepisami Rozporządzenia Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy [17] i Dyrektywą Parlamentu Europejskiego i Rady Unii Europejskiej 98/37/WE z dnia 22 czerwca 1998 r. w sprawie zbliżenia ustawodawstw Państw Członkowskich odnoszących się do maszyn [24] montaż, demontaż i użytkowanie rusztowań powinny odbywać się na podstawie dokumentacji techniczno-ruchowej producenta, zawierającej instrukcje bezpieczeństwa i higieny pracy oraz ergonomii. Dodatkowo Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych [18], Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 30 października 2002 r. w sprawie minimalnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy w zakresie użytkowania maszyn przez pracowników podczas pracy [20] i Rozporządzenie Ministra Gospodarki, Pracy i Polityki Społecznej z dnia 30 września 2003 r. zmieniające Rozporządzenie w sprawie minimalnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy w zakresie użytkowania maszyn przez pracowników podczas pracy [21] wymagają indywidualnego projektu rusztowania, zwanego również planem rusztowania, który jest wykonywany uzupełniająco bądź zamiennie w stosunku do dokumentacji techniczno-ruchowej rusztowania.

Tabela 1 pokazuje zależność dokumentacji rusztowania wymaganej zależnie od występującego rodzaju bądź konfiguracji.

Tabela 1. Wymagania dokumentacji rusztowania zależnie od konfiguracji i rodzaju [11]

Rusztowanie			
Rodzaj	Systemowe		Niesystemowe
Konfiguracja	Typowe	Nietypowe	Nietypowe
Dokumentacja	Dokumentacja techniczno-ruchowa	Dokumentacja techniczno-ruchowa i projekt indywidualny	Projekt indywidualny

4.1. Dokumentacja techniczno-ruchowa rusztowania

Dokumentacja techniczno-ruchowa rusztowania jest instrukcją obowiązującą dla rusztowania o standardowej konfiguracji typowej, stanowiącego jedną funkcjonalno-konstrukcyjną całość, łączonego z pojedynczych wyrobów systemowych, będących uporządkowanym zbiorem elementów i części danego typu rusztowania, która to instrukcja przewiduje systemowy, zaplanowany i bezpieczny montaż, użytkowanie i demontaż rusztowania, zgodnie z jego przeznaczeniem.

Dokumentacja techniczno-ruchowa powinna umożliwić jednoznaczną identyfikację rusztowania i jego części składowych, bezpieczny montaż, użytkowanie i demontaż oraz prawidłowe składowanie i utrzymanie sprawności ruchowej rusztowania.

Dokumentacja techniczno-ruchowa składa się zasadniczo z [12]:

a. dokumentacji technicznej zawierającej:
   - rysunki części i elementów,
   - właściwości mechaniczne części i elementów,
   - specyfikację zastosowanych materiałów konstrukcyjnych,
   - wartości nośności i sztywności węzłów, złączy i stężeń;
b. instrukcji montażu, użytkowania i demontażu zawierającej:
   - dane techniczne i przeznaczenie rusztowania systemowego,
   - podstawy i założenia normowe i prawne,
   - dopuszczalne warunki użytkowania,
   - wymagania techniczno-organizacyjne ws. bezpieczeństwa i higieny pracy podczas montażu, użytkowania i demontażu,
   - schemat konfiguracji typowych z zaznaczeniem graficzno-opisowym podstawowych części i elementów,
   - opis konfiguracji typowych zawierający klasy obciążenia, szerokości i wysokości rusztowania, schematy i sposoby zakotwień i stężeń, sposób montażu elementów dodatkowych osprzętu uzupełniającego, wykaz ograniczeń w stosowaniu typowej konfiguracji rusztowania wynikających z założeń przyjętych w obliczeniach konstrukcji,
   - ogólne zasady montażu obejmujące czynności poprzedzające montaż, opis montażu, kolejność montażu, rysunki ilustrujące zasadnicze fazy wznoszenia,
   - szczegółowe warunki techniczne montażu konfiguracji typowych,
   - informacje o ograniczeniach i sposobie postępowania w przypadku użycia rusztowania w sposób wykraczający poza zakres konfiguracji typowej podany w instrukcji,
   - niedozwolone sposoby użycia rusztowania,
   - informacje o zagrożeniach,

- wymagania w zakresie nośności podłoża i posadowienia rusztowania,
- zasady montażu pionów komunikacyjnych i środków ochrony zbiorowej z urządzeniami zabezpieczającymi,
- zasady montażu urządzeń piorunochronnych,
- zasady montażu pomostów i podestów,
- zasady montażu wciągników i urządzeń transportowych,
- zasady sytuowania i użytkowania rusztowania w pobliżu linii energetycznych,
- zasady montażu daszków ochronnych,
- zasady wykonywania i stosowania ogrodzeń, odbojów, tablic i świateł ostrzegawczych,
- zasady użytkowania rusztowania obejmujące instrukcje badań technicznych, odbiorów i przekazania rusztowania do użytkowania, przeglądów rusztowania w trakcie użytkowania, składowania, konserwacji, napraw i transportu,
- wartości dopuszczalnych obciążeń roboczych części i elementów oraz podzespołów;
- kryteria oceny jakości i przydatności do użycia oraz wymiany elementów i części;
- adresy producenta bądź dystrybutora i serwisu.

Dokumentacja techniczna może być załącznikiem do instrukcji montażu, użytkowania i demontażu udostępnianym oddzielnie na żądanie.

Dokumentacja techniczno-ruchowa rusztowania opracowywana jest przez producenta bądź upoważnionego dystrybutora rusztowania. Rysunek 5 obrazuje stronę tytułową takiej dokumentacji.

Rys. 5. Dokumentacja techniczno-ruchowa schodni [13]

4.2 Projekt indywidualny rusztowania

Rusztowanie nietypowe zbudowane z pojedynczych wyrobów danego systemu rusztowania o konstrukcji odbiegającej od konfiguracji standardowego rusztowania typowego opisanej w dokumentacji techniczno-ruchowej wymaga indywidualnego opracowania projektu rusztowania. Projekt ten może być wykonywany dla rusztowania nietypowego uzupełniająco bądź dla rusztowania niesystemowego zamiennie w stosunku do dokumentacji techniczno-ruchowej rusztowania typowego.

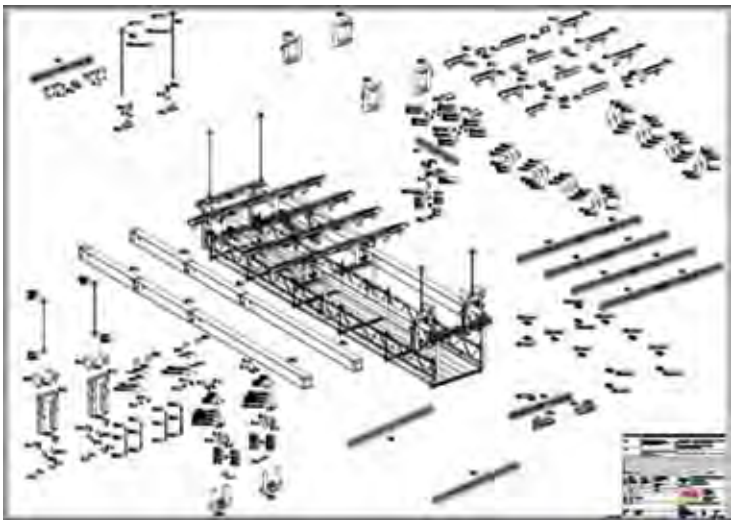
Projekt indywidualny rusztowania nietypowego wykonany uzupełniająco w stosunku do dokumentacji techniczno-ruchowej rusztowania typowego jest graficzno-opisowym opracowaniem definiującym użycie rusztowania systemowego w sposób wykraczający poza zakres konfiguracji typowej. Projekt ten zawiera następujące składniki:

a. dane techniczne i przeznaczenie rusztowania nietypowego,
b. definicja wymagań i warunków montażu, użytkowania i demontażu rusztowania nietypowego,
c. dokumentacja techniczno-ruchowa rusztowania typowego,
d. zebranie obciążeń oddziaływujących na rusztowanie nietypowe,
e. obliczenia i analiza statyczno-wytrzymałościowa konstrukcji rusztowania nietypowego,
f. rysunki montażowe rusztowania nietypowego,
g. odniesienia graficzno-opisowe do szczegółów rusztowania nietypowego odróżniających je od rusztowania typowego.

Projekt indywidualny rusztowania nietypowego opracowywany jest przez kompetentne osoby upoważnione przez producenta danego systemu rusztowania i posiadające odpowiednie kwalifikacje zawodowe.

Projekt indywidualny rusztowania niesystemowego wykonany zamiennie w stosunku do dokumentacji techniczno-ruchowej rusztowania typowego jest graficzno-opisowym opracowaniem definiującym użycie rusztowania zaprojektowanego, wyprodukowanego i użytego jako tymczasowa konstrukcja niesystemowa, składająca się ze specjalnych części składowych nie podlegających systemowi oceny zgodności z żadnym systemem rusztowania.

Projekt indywidualny rusztowania niesystemowego wykonanego np. ze stali może mieć formę projektu wykonawczego konstrukcji stalowej i opracowywany jest przez osoby posiadające umiejętności, doświadczenie i kwalifikacje zawodowe odpowiednie do charakteru, stopnia złożoności i skomplikowania konstrukcji, tj. do tego, czy rusztowanie jest maszyną, urządzeniem czy też prostą konstrukcją. Na rysunku 6 pokazano rysunek montażowy będący wyciągiem projektu indywidualnego rusztowania.



Rys. 6. Rysunek montażowy podzespołu konstrukcji rusztowania niesystemowego [14]

5. PROJEKTOWANIE RUSZTOWANIA

Obecnie widujemy w praktyce rusztowania o nieograniczonych możliwościach stosowania w przeróżnych warunkach wykonawczych. Ich przestrzenna struktura oraz różny stopień skomplikowania wymagają właściwego zaprojektowania, często odmiennego od projektowania obiektów budowlanych.

Konstrukcje rusztowań, pomimo ich tymczasowego charakteru, wymagają przy projektowaniu równie wysokiej staranności i dokładności jak konstrukcje stalowe obiektów budowlanych. Rusztowania ze względu na ich niejednorodność i złożoną budowę konstrukcyjną wymagają wiedzy i umiejętności znacznie wybiegających poza dział inżynierii budownictwa konstrukcji drewnianych, stalowych, aluminiowych czy żelbetowych. Obok wiedzy z zagadnień statyki, wytrzymałości i dynamiki dodatkowo potrzebna jest znajomość takich dziedzin, jak inżynieria materiałowa, mechanika i budowa maszyn oraz nierzadko automatyka.

Projektowanie rusztowania obok uwzględnienia wyżej przywołanej wiedzy inżynierskiej wymaga ścisłego dostosowania konstrukcji do prawa ogólnego i technicznego, tj. do obowiązujących wymagań przepisów rozpatrywanych w punkcie 2.

Rusztowanie powinno być zaprojektowane w sposób gwarantujący:

- przeniesienie działających na nie w trakcie montażu i użytkowania obciążeń,
- utrzymanie konstrukcyjnej całości, stateczności i dokładności wymiarowej kształtu,
- odpowiednią sprawność ruchową w warunkach użytkowania zgodnych z przeznaczeniem,
- bezpieczeństwo montażu i użytkowania w miejscu eksploatacji i otaczającego środowiska,
- ergonomię pracy ludzkiej,
- niezawodność i odpowiednią trwałość,
- ekonomiczność użytkowania.

Projektowanie rusztowania powstaje etapowo, co ma na celu zapewnienie prawidłowego i bezpiecznego wykonania montażu rusztowania, a następnie jego użytkowania.

Projektowanie rozpoczyna się od zdefiniowania założeń, gdzie projektant rusztowania nawiązuje kontakt z zamawiającym rusztowanie i z przyszłym użytkownikiem rusztowania celem omówienia podstawowych parametrów użytkowych rusztowania, takich jak przeznaczenie, rodzaj, typ, konfiguracja, obciążenia, geometria, wyposażenie, lokalizacja, wymagania formalno-prawne itp.

W praktyce bowiem często bywa tak, że zamawiający zleca wykonanie projektu i montażu rusztowania gwarantującego bezpieczeństwo montażu i użytkowania rusztowania zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz normami, nie mając formalnie i fizycznie bezpośrednio związku z robotami budowlanymi lub nie znając specyfiki tych robót, do których wykonania rusztowanie jest potrzebne. W takim przypadku, bez dialogu z przyszłym użytkownikiem, jest wysoce prawdopodobne, że zaprojektowane i odpowiednio zbudowane rusztowanie nie będzie odpowiadać stricte potrzebom i obowiązkom zamawiającego. Znamiennym tego przykładem są dwie poniższe fotografie. Fotografia 11.a) pokazuje rusztowanie w stanie gotowym do użytkowania po zakończeniu montażu i po odbiorze technicznym, natomiast fotografia 11.b) pokazuje to samo rusztowanie już w trakcie użytkowania z polem częściowo zdemontowanym, ze względu na potrzeby transportu i montażu ślusarki okiennej budynku. W tym przypadku inwestor zamówił rusztowanie z bezpiecznymi do użytkowania stanowiskami pracy, które to stanowiska ze względu na specyfikę robót montażowych ślusarki okiennej musiały zostać częściowo zdemontowane i przebudowane, o czym inwestor bądź zamawiający w większości wypadków nie jest informowany i po prostu nie wie.

a) przed użytkowaniem

b) w trakcie użytkowania

Fot. 11. Rusztowanie systemowe robocze [15]

W kolejnym etapie projektowania opracowywana jest koncepcja rusztowania dopasowanego do potrzeb funkcjonalno-użytkowych oraz do rodzaju i technologii robót, do których rusztowanie ma być zastosowane. Tutaj porównuje się jego konstrukcję z warunkami systemowymi wg dokumentacji techniczno-ruchowej, przyjmuje schematy statyczne i dokonuje zebrania obciążeń, wykonując ewentualnie jego szkice.

W 3. etapie projektowania dokonuje się klasyfikacji rusztowania wg rodzaju i konfiguracji, co decyduje o dalszym toku projektowania. Jeśli dane rusztowanie nie odbiega typem od konfiguracji objętej warunkami danego systemu, projektowanie rusztowania jest na tym etapie kończone, a montaż i użytkowanie rusztowania odbywa się na podstawie dokumentacji techniczno-ruchowej systemu i ewentualnych dodatkowych zaleceń projektanta.

W przypadku kiedy rusztowanie jest nietypowe bądź niesystemowe, projektowanie wymaga kontynuacji i przechodzi się do 4. etapu, gdzie opracowywany jest projekt indywidualny rusztowania w formie i zawartości opisanej w punkcie 4.

Na zakończenie 3. lub 4. etapu dokumentacja rusztowania jest uzgadniana z zamawiającym oraz wykonawcą montażu i ostatecznie formalnie przekazywana wszystkim uczestnikom pozostającym w związku z procesem wznoszenia i użytkowania rusztowania.

W następnym etapie projektowania, tj. w toku wykonywania montażu rusztowania, zachodzi często konieczność fachowej oceny jakości montażu wznoszonego rusztowania, jego zgodności z dokumentacją bądź uzgadniania możliwości wprowadzenia rozwiązań zamiennych w stosunku do rozwiązań przewidzianych w dokumentacji rusztowania. W tym przypadku nieodzowna jest rola projektanta rusztowania sprawującego nadzór autorski.

Etap projektowania kończy się komisyjnym odbiorem technicznym rusztowania, gdzie przy udziale zamawiającego, wykonawcy montażu i ewentualnie projektanta rusztowanie poddawane jest jakościowej ocenie i zgodności z dokumentacją gotowego do użytkowania rusztowania. Rusztowanie ocenione pozytywnie przyjmowane jest fizycznie i formalnie od wykonawcy montażu przez zamawiającego do użytkowania. Dalej zamawiający może wprowadzić na rusztowanie przyszłych użytkowników, przekazując im rusztowanie w użytkowanie zgodne z przeznaczeniem.

Dokonany odbiór techniczny rusztowania wywołuje skutek prawny, polegający na odpowiedzialności prawnej:

- zamawiającego za zbudowane rusztowanie i użytkowanie,
- wykonawcy montażu za robotę montażową,
- producenta za produkt i dokumentację techniczno-ruchową,
- projektanta za projekt,
- użytkownika za użytkowanie,
- osób trzecich za zachowanie w otoczeniu rusztowania.

Literatura

[1] PERI GmbH: Informator techniczny Rusztowania, 2005.

[2] Obertreis, D.: Workbook #6, 2006.

[3] Jeromin, W.: Gerüste und Schalungen im konstruktiven Ingenieurbau, 2003.

[4] PERI GmbH: Informator Technika rusztowań, 2011.

[5] PERI GmbH: Prospekt Zestaw inżynieryjny VARIOKIT, 2013.

[6] International Organization for Standardization: International Classification for Standards, 2005.

[7] PERI GmbH: Prospekt Pomosty składane FB 180-3, 2009.

[8] www.peri.com: All products/Scaffolding/Protection Scaffold/LGS Weather Protection Roof.

[9] www.peri.com: All products/Formwork/Wall Formwork/SB Brace Frame.

[10] PERI GmbH: Archiwum materiałów zdjęciowych.

[11] Kmiecik P., Gnot D.: Budownictwo. Bezpieczne rusztowania, 2011.

[12] Instytut Mechanizacji Budownictwa i Górnictwa Skalnego IMBiGS.: Kryteria badań rusztowań K/0812-72/1/08, 2008.

[13] PERI GmbH: Dokumentacja techniczno-ruchowa PERI UP Rosett, Schodnia 64 z podestem UDS, 2012.

[14] PERI GmbH: Archiwum dokumentacji projektowej.

[15] PERI GmbH: Prospekt PERI UP – Sistema de andamios, 2006.

[16] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 229, poz. 2275 Ustawa z dnia 12 grudnia 2003 r. o ogólnym bezpieczeństwie produktów.

[17] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 129, poz. 844 Rozporządzenie Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy.

[18] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 47, poz. 401 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych.

[19] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 118, poz. 1263 Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 20 września 2001 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas eksploatacji maszyn i innych urządzeń technicznych do robót ziemnych, budowlanych i drogowych.

[20] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 191, poz. 1596 Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 30 października 2002 r. w sprawie minimalnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy w zakresie użytkowania maszyn przez pracowników podczas pracy.

[21] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 178, poz. 1745 Rozporządzenie Ministra Gospodarki, Pracy i Polityki Społecznej z dnia 30 września 2003 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie minimalnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy w zakresie użytkowania maszyn przez pracowników podczas pracy.

[22] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 106, poz. 94 Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane.

[23] Dziennik Ustaw: Dz. U. Nr 169, poz. 1386 Ustawa z dnia 12 września 2002 r. o normalizacji.

[24] Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej: Dz. U. L 207/1 Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady Unii Europejskiej 98/37/WE z dnia 22 czerwca 1998 r. w sprawie zbliżenia ustawodawstw Państw Członkowskich odnoszących się do maszyn.

[25] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 74-1 Złącza, sworznie centrujące i podstawki stosowane w deskowaniach i rusztowaniach – Część 1: Złącza do rur – Wymagania i metody badań, 2004.

[26] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 74-2 Złącza, sworznie centrujące i podstawki stosowane w deskowaniach i rusztowaniach – Część 2: Złącza specjalne – Wymagania i metody badań, 2009.

[27] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 74-3 Złącza, sworznie centrujące i podstawki stosowane w deskowaniach i rusztowaniach – Część 3: Podstawki płaskie i sworznie centrujące – Wymagania i metody badań, 2007.

[28] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 12810-1 Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – Część 1: Specyfikacje techniczne wyrobów, 06.2010.

[29] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 12810-2 Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – Część 2: Specjalne metody projektowania konstrukcji, 06.2010.

[30] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 12811-1 Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy – Część 1: Rusztowania – Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania, 12.2007.

[31] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 12811-2 Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy – Część 2: Informacje o materiałach, 10.2008.

[32] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 12811-3 Tymczasowe urządzenia budowlane – Część 3: Obciążenia badawcze, 11.2003.

[33] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 12812 Rusztowania podporowe – Wymagania, obliczenia statyczne i projektowanie, 10.2008.

[34] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 12813 Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy – Wieże podporowe z elementów prefabrykowanych – Szczegółowe metody konstruowania, 03.2005.

[35] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-M-47300 Maszyny i urządzenia do robót budowlanych stanu surowego, 1990.

[36] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-M-47900-1 Rusztowania stojące metalowe robocze. Określenia, podział i główne parametry, 1996.

[37] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-M-47900-2 Rusztowania stojące metalowe robocze. Rusztowania stojakowe z rur, 1996.

[38] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-M-47900-3 Rusztowania stojące metalowe robocze. Rusztowania ramowe, 1996.

[39] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 1298 Przejezdne pomosty robocze – Zasady i wytyczne opracowywania instrukcji obsługi, 08.2001.

[40] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 1004 Ruchome rusztowania robocze wykonane z prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych - Materiały, wymiary, obciążenia projektowe, wymagania bezpieczeństwa i warunki wykonania i ogólne zasady projektowania, 05.2005.

[41] Polski Komitet Normalizacyjny PKN: PN-EN 39 Rury stalowe do budowy rusztowań – Warunki techniczne dostawy, 11.2003.

HOW TO DESIGN SCAFFOLDS – AS STEEL STRUCTURES OR AN EQUIPMENT?

SESJA V

Kazimierz FLAGA[1]

ROLA SKURCZU BETONU W ŻELBETOWYCH ELEMENTACH KONSTRUKCYJNYCH

STRESZCZENIE

Praca dotyczy bardzo ważnego w inżynierii lądowej problemu oddziaływania odkształceń skurczowych betonu na pracę statyczno-wytrzymałościową konstrukcji żelbetowych. W referacie przybliżono problem skurczu betonu jako zjawiska fizyko-chemicznego, ściśle związanego z procesem wiązania i dojrzewania betonu oraz z procesem wymiany wilgoci przez dojrzewający, czy dojrzały już beton – z otoczeniem. Przedstawiono przykłady obliczania odkształceń i naprężeń skurczowych, a także sił wewnętrznych w elementach żelbetowych wywołanych przez skurcz betonu, które mogą wpływać na stany graniczne nośności, a przede wszystkim użytkowalności. Zwrócono uwagę na przypadki, w których konieczne jest zastosowanie zbrojenia przeciwskurczowego.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcje żelbetowe, skurcz betonu, rysy skurczowe, zbrojenie przeciwskurczowe

1. WSTĘP

Wpływ skurczu betonu na pracę statyczno-wytrzymałościową żelbetowych elementów konstrukcyjnych jest dość słabo rozpoznany w środowisku konstruktorów budowlanych. Przyczyna tego stanu rzeczy leży w tym, że na studiach wyższych i w normach do projektowania konstrukcji z betonu uwzględnia się w pracy konstrukcji przede wszystkim obciążenia widoczne, związane z grawitacją jak np. ciężar własny, obciążenia użytkowe, siły „masowe" od wpływów dynamicznych. Wyjątek stanowi obciążenie wiatrem, które w konsekwencji też zamienia się na siły zewnętrzne działające na konstrukcję.

[1] prof. dr hab. inż. Kazimierz Flaga, Politechnika Krakowska

Gorzej jest z uwzględnieniem w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych - wywoływanych w elementach i konstrukcjach z betonu - tzw. oddziaływań termicznych i wilgotnościowych, niewidocznych gołym okiem. Wymaga to bowiem znajomości zasad przepływu i wymiany z otoczeniem ciepła i wilgoci zawartych w betonie. Sprawy te, wymagające dobrych podstaw z zakresu fizyko-chemii materiałów budowlanych są na studiach inżynierskich z reguły pomijane, lub też traktowane drugorzędnie. W ślad za tym istniejąca literatura specjalistyczna nie jest przez inżynierów przyswajana, a normy traktują te zagadnienia w sposób uproszczony. Chodzi tu m.in. o takie zjawiska jak teoria ciał koloidalno-kapilarno-porowatych, teoria przewodzenia ciepła i wilgoci, teoria wymiany ciepła i wilgoci z otoczeniem. Prowadzą one w konsekwencji do poznania praw rządzących nieliniowymi i niestacjonarnymi polami temperatury i wilgotności w betonie, które są przyczyną tzw. naprężeń termicznych i skurczowych. Naprężenia te w niektórych przypadkach są małe, ale w innych mogą być rzędu naprężeń wywoływanych przez w/w siły „masowe" i wówczas nieuwzględnienie ich w obliczeniach konstrukcji, i późniejszym konstruowaniu prowadzi do nieoczekiwanych zarysowań obniżających trwałość konstrukcji, zwłaszcza w skażonym czy agresywnym środowisku. W niniejszym referacie wpływy termiczne pominięto, zajęto się bliżej wpływami wilgotnościowymi.

2. SKURCZ BETONU

Skurcz betonu jest zjawiskiem fizyko-chemicznym, ściśle związanym z procesem wiązania i dojrzewania betonu oraz z procesem wymiany wilgoci przez dojrzewający czy dojrzały już beton – z otoczeniem. Z procesem tężenia betonu (wiązanie plus dojrzewanie) związane jest zjawisko tzw. kontrakcji, której podlegają minerały cementu wiążące wodę krystalizacyjną. Objawia się to tzw. skurczem autogenicznym (samorodnym) ε_{ca}, który może być wyrażony wzorem (wg Eurokodu 2)[1]:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \tag{1}$$

gdzie:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = -2{,}5\,(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-4} \tag{2}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2t^{0{,}5}) \tag{3}$$

t – czas przebiegu procesu (od momentu zaformowania elementu).

Wartości $\varepsilon_{ca}(\infty)$ rosną wraz ze wzrostem klasy betonu, od 0,01 ‰ dla klasy C 12/15 do 0,20 ‰ dla klasy C 90/105. Dla klasy betonu C40/50 wartość $\varepsilon_{ca}(\infty)$ wynosi 0,08‰ ($0{,}8 \cdot 10^{-4}$). Natomiast wartość współczynnika $\beta_{as}(t)$ szybko rośnie w czasie i po t = 7 dni wynosi 0,41 zaś po 28 dniach tężenia – 0,65, co odzwierciedla fakt, że z upływem czasu procesy związane z hydratacją cementu w betonie powoli zamierają.

Natomiast, po rozformowaniu konstrukcji szybko ujawnia się drugi składnik skurczu betonu ε_{cd}, związany z wysychaniem betonu (tzw. skurcz fizyczny). Wskaźnik cementowo-wodny w mieszance betonowej, z uwagi na jej urabialność, wynosi zwykle W/C = 0,3÷0,5. Natomiast do pełnej hydratacji cementu potrzeba tylko $W/C\Big|_{hydr}^{teor} = 0{,}20 \div 0{,}25$, zaś do pełnej hydratacji z reguły nigdy nie dochodzi i wówczas $W/C\Big|_{hydr}^{rzecz} = 0{,}12 \div 0{,}15$ [2]. Oznacza to, że nadmiar wody

z mieszanki betonowej musi odparować, tym więcej im wyższe jest W/C, czyli tym więcej im niższa jest klasa betonu. Odparowywanie nadmiaru wody ma też dolną granicę, którą jest osiągnięcie w porach betonu ciśnienia cząstkowego pary wodnej równej ciśnieniu tej pary w powietrzu atmosferycznym (tzw. równowaga higrotermiczna). Ciśnienie w porach zależy od średnicy kapilar, ciśnienie atmosferyczne zaś od warunków pogodowych (temperatura i wilgotność powietrza). Wynika z tego, że po osiągnięciu równowagi higrotermicznej, cząsteczki pary wodnej mogą przemieszczać się zarówno z betonu na zewnątrz i z powietrza zewnętrznego do betonu. Spowodowane tym zmiany zawilgocenia dotyczą z zasady tylko przypowierzchniowej warstwy betonu.

Wartość skurczu na skutek wysychania, opisana jest w EC2 wzorem:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t\text{-}ts) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \tag{4}$$

gdzie:

$$\beta_{ds}(t\text{-}ts) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^{\,3}}} \tag{5}$$

t – wiek betonu w rozpatrywanym momencie, w dniach,
t_s – wiek betonu (w dniach) w momencie początku skurczu na skutek wysychania; normalnie odpowiada to końcowi pielęgnacji betonu,
$h_o = 2A_c/u$ – miarodajny wymiar (mm) przekroju elementu,
A_c – pole przekroju poprzecznego elementu,
u – obwód przekroju wystawiony na działanie powietrza,
k_h – współczynnik zależny od miarodajnego wymiaru elementu h_0 (dla h_0 = 100 mm – kh = 1,0; dla 200 mm – 0,85, dla 300 mm – 0,75; dla $h_0 \geq 500$ mm – kh = 0,70),

$$\varepsilon_{cd,o} = 0{,}85\left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \cdot 10^{-4} \cdot \beta_{RH} \tag{6}$$

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \tag{7}$$

α_{ds1}, α_{ds2} – współczynniki zależne od rodzaju cementu,
f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie (MPa),
f_{cm0} – 10 MPa,
RH – względna wilgotność otoczenia (%),
RH_0 – 100 %.

W polskich warunkach RH = 40÷90 %, skąd wartość $\varepsilon_{cd,0}$ waha się w bardzo szerokich granicach – od (0,64÷0,25) ‰ dla RH = 40 % i betonów od C12/15 do C90/105 do (0,19÷0,07) ‰ dla RH = 80 % i betonów jak wyżej.

Dla najczęściej występujących w Polsce wilgotności RH = 60÷80 % granice te są mniejsze, od (0,54÷0,21) ‰ dla RH = 60 % i betonów od C12/50 do C90/105 i od (0,33÷0,13) ‰ dla RH = 80 % i betonów jak wyżej. Warto w tym miejscu zauważyć, że odkształcalność graniczna betonu niezbrojonego przy rozciąganiu wynosi tylko ε_{gr}' = 0,10 ‰ (1 x 10^{-4}), co niejednokrotnie prowadzi do zarysowań skurczowych.

Łączne oddziaływanie skurczu betonu na elementy i konstrukcje z betonu wynosi zatem:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \tag{8}$$

Na przykład dla betonu klasy C30/37, wartość $\varepsilon_{cs}(t)$ po 180 dniach dojrzewania, t_s = 7 dni, h_0 = 200 mm, RH = 70 %, zgodnie z w/w wzorami wynosi:

ε_{cs} (180) = 0,66 x 0,85 x 0,35 + 0,93 · 0,06 = 0,196 + 0,056 = 0,252 ‰ = $\underline{2{,}52 \cdot 10^{-4}}$.

3. OBLICZENIOWE WARTOŚCI SKURCZU μ BETONU

W elementach żelbetowych obliczeniowe wartości skurczu betonu zależą od stopnia zbrojenia elementu. Już dawna polska norma PN-76/B-03264 przyjmowała, że „wartości odkształceń skurczowych betonu na jednostkę długości należy przyjmować:

- w konstrukcjach betonowych ε_{cs} = 0,0003
- w konstrukcjach żelbetowych ε_{cs} = 0,0002"

zaś wg normy PN-84/B-03264 odpowiednie wartości wynosiły ε_{cs} = 0,0003 i ε_{cs} = 0,00015. Oznacza to, że wartości normowe uwzględniały wpływ uśrednionego stopnia zbrojenia elementu na wartość jego odkształcenia skurczowego. W obu tych normach podano również, że „wpływ skurczu w konstrukcjach żelbetowych można przyjmować za równoważny z obniżeniem się temperatury o 15°C".

Wpływ zbrojenia na obniżenie wartości obliczeniowego odkształcenia skurczowego można prosto wykazać na następującym przykładzie. W żelbecie skurcz swobodny betonu jest hamowany przez opór wkładek zbrojeniowych, a więc w badaniach obserwuje się wartości ε_{cs}^{RC} mniejsze niż ε_{cs}. Te dwie wielkości powinny się różnić oznaczeniami. Przybliżona zależność wyprowadzona przeze mnie w pracy [3] dla elementu pryzmatycznego o przekroju symetrycznym, symetrycznie zbrojonym (rys. 1), ma postać:

$$\varepsilon_{cs}^{RC} = \varepsilon_{cs}\,(1 - \alpha_3) \cdot k_3 \tag{9}$$

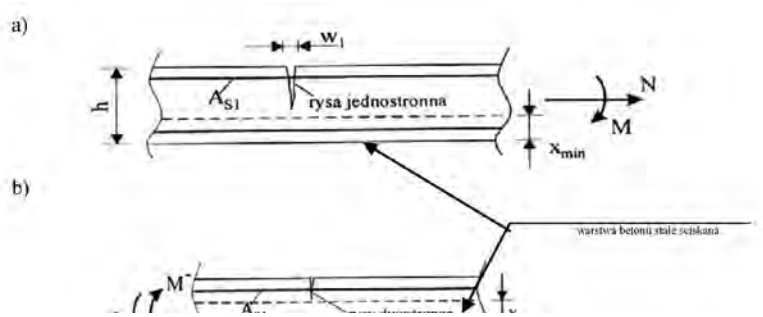
gdzie:

$$\alpha_3 = \frac{n_0\mu_0}{1+\eta_0\mu_0}; \quad n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}(t_s)}; \quad \mu_0 = \frac{A_{s1}+A_{s2}}{A_c} = \rho_1 + \rho_2$$

k_3 – współczynnik relaksacji naprężeń skurczowych w wyniku pełzania betonu; dla zmodyfikowanej teorii starzenia jest [4]:

$$k_3 = \frac{1}{1+\beta\alpha_3\varphi(\infty, t_s)} \tag{10}$$

$E_{cm}(t_s)$ – moduł sprężystości betonu w momencie rozpoczęcia zjawiska skurczu; można przyjąć $E_{cm}(t_s) \cong E_{cm}$,
β – funkcja starzenia; dla obciążenia skurczem można przyjąć $\beta = 0{,}8$,
$\varphi(\infty, t_s)$ – współczynnik pełzania.



Rys. 1. Odkształcenia i naprężenia skurczowe wymuszone przez opór zbrojenia w przekroju pręta żelbetowego symetrycznego, symetrycznie zbrojonego

Zatem dla belki żelbetowej o przekroju 300/600 mm ($h_0 = 200$ mm) z betonu klasy C30/37 ($E_{cm} = 32{,}0$ GPa) zbrojonej w stopniu $\rho_1 = \rho_2 = 0{,}01$ ($\mu_0 = 0{,}02$), $n = \frac{200}{32} = 6{,}25$,
$\beta = 0{,}8$, $t_s = 14$ dni, RH = 70 %, $\varphi(\infty, t_s) = 2{,}3$ [5] uzyskamy:

$$\alpha_3 = \frac{0{,}02 \cdot 6{,}25}{1 + 0{,}02 \cdot 6{,}25} = 0{,}111; \qquad k_3 = \frac{1}{1 + 0{,}8 \cdot 0{,}111 \cdot 2{,}3} = 0{,}830$$

$$\varepsilon_{cs}^{RC} = \varepsilon_{cs}(1 - 0{,}111) \cdot 0{,}830 = \underline{0{,}738\ \varepsilon_{cs}},$$

czyli np. dla $\varepsilon_{cs}(\infty) = 0{,}00030 \rightarrow \varepsilon_{cs}^{RC} = \underline{0{,}000221.}$

Różnica w wartościach skurczu ε_{cs}^{RC} i ε_{cs} wywołuje w elemencie wymuszone (na skutek oporu prętów zbrojeniowych) naprężenia skurczowe, ściskające w stali σ_{ss} i rozciągające w betonie ε_{cs} o wielkościach [2]:

$$\sigma_{ss} = -\varepsilon_{cs} E_s (1 - \alpha_3) k_3 \tag{11}$$

$$\sigma_{cs} = \varepsilon_{cs} Ec_m \alpha_3 k_3 \tag{12}$$

co dla $\varepsilon_{cs} = 0{,}00030$, $E_{cm} = 32{,}0$ GPa, $E_s = 200$ GPa, $\alpha_1 = 0{,}111$, $k_3 = 0{,}830$ prowadzi do wartości $\sigma_{ss} = -44{,}3$ MPa (ściskanie stali zbrojeniowej) i $\sigma_{cs} = 0{,}88$ MPa (rozciąganie betonu).

Naprężenie ściskające w stali powiększa teoretyczny moment niszczący w przekroju (czyli działa korzystnie), natomiast naprężenie rozciągające w betonie o wartości $\sigma_{cs} = 0{,}88$ MPa $= 0{,}44\ f_{ctk}$ jest naprężeniem znaczącym, obniżającym moment rysujący przekrój i powinno być w analizie stanów granicznych użytkowalności uwzględnione.

Warto w tym miejscu zadać sobie pytanie, czy obiegowe zastępowanie skurczu betonu przy obliczaniu sił wewnętrznych w konstrukcji równoważnym obniżeniem temperatury konstrukcji o $\Delta t = 15°C$, jest poprawne. W tym celu rozpatrzymy przykład oddziaływania skurczu betonu na siły wewnętrzne w portalowej ramie żelbetowej, wykonanej z betonu klasy C20/25. Słupy ramy

mają przekrój 400/800 mm (h_0 = 266,7 cm), rygiel natomiast 400/1500mm (h_0 = 315,8 mm). Rama pracuje w środowisku suchym o RH = 40 %, t_s = 7 dni. Wartości ε_{cs} wyniosą po 10 latach (3650 dniach):

- w słupach

  $\varepsilon_{cd,0}$ = 0,58 ‰ – wg wzoru (6)

  k_h = 0,78

  $$\beta_s\,(3650 - 7) = \frac{3643}{3643 + 0{,}04\sqrt{266{,}7}} = 0{,}954$$

  $\varepsilon_{cd}\,(3650) = 0{,}954 \cdot 0{,}78 \cdot 5{,}80 \cdot 10^{-4} = \underline{4{,}51 \cdot 10^{-4}}$

  $\varepsilon_{ca}\,(\infty) = 2{,}5\,(20 - 10) \cdot 10^{-6} = \underline{0{,}25 \cdot 10^{-4}}$

  $\beta as\,(\infty) = 1 - \exp\,(-0{,}2 \cdot 3650^{0{,}5}) = 1{,}000$

  $\varepsilon_{ca}\,(3650) = 0{,}25 \cdot 10^{-4}$

  $\varepsilon_{cs}\,(3650) = (4{,}51 + 0{,}25) \cdot 10^{-4} = \underline{4{,}76 \cdot 10^{-4}}$

- w ryglu

  $\varepsilon_{cd,0}$ = 0,58 ‰

  k_h = 0,74

  $$\beta_{ds}\,(3650 - 7) = \frac{3643}{3642 + 0{,}04\sqrt{315{,}8^3}} = 0{,}942$$

  $\varepsilon_{cd}\,(3650) = 0{,}942 \cdot 0{,}74 \cdot 5{,}80 \cdot 10^{-4} = \underline{4{,}04 \cdot 10^{-4}}$

  $\varepsilon_{ca}\,(3650) = 0{,}25 \cdot 10^{-4}$

  $\varepsilon_{cs}\,(3650) = (4{,}04 + 0{,}25) \cdot 10^{-4} = \underline{4{,}29 \cdot 10^{-4}}$.

Dopiero w stosunku do tych wartości należy przeprowadzić obliczenie ε_{cs}^{RC}. Zakładając, że słupy i rygle są obustronnie zbrojone o stopniu zbrojenia $\rho_1 = \rho_2 = 0{,}02$ ($\mu_0 = 0{,}04$), uzyskamy dla betonu klasy C20/25 (E_{cm} = 30,0 GPa) przy β = 0,8 i przyłożeniu obciążenia skurczem po t_s = 28 dniach:

- dla słupów: $\varphi\,(\infty, t_s) = 2{,}87$ – wg wzorów EC2

  $$\eta_0 = \frac{200{,}0}{30{,}0} = 6{,}67, \qquad \alpha_3 = \frac{0{,}04 \cdot 6{,}67}{1 + 0{,}04 \cdot 6{,}67} = 0{,}211$$

  $$k_3 = \frac{1}{1 + 0{,}8 \cdot 0{,}211 \cdot 2{,}87} = 0{,}674$$

  $\varepsilon_c^{RC} = 0{,}000476\,(1 - 0{,}211) \cdot 0{,}674 = \underline{0{,}000253}$ (redukcja w stosunku do ε_{cs} o 46,8 %)

- dla rygla: $\varphi\,(\infty, t_s) = 2{,}81$ – wg wzorów EC2

  $$k_3 = \frac{1}{1 + 0{,}8 \cdot 0{,}211 \cdot 2{,}81} = 0{,}678$$

  $\varepsilon_c^{RC} = 0{,}000429\,(1 - 0{,}211) \cdot 0{,}678 = \underline{0{,}000230}$ (redukcja o 46,5 %).

Przyjmując, zgodnie z EC2 współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej betonu $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}/°C$, uzyskamy z równości:

$$\varepsilon_{ct}^{RC} = \alpha_t \Delta t = \varepsilon_{cs}^{RC} \tag{13}$$

wielkość równoważnej skurczowi obniżki temperatury

$$\Delta t = \frac{\varepsilon_{cs}^{RC}}{\alpha_t} \tag{14}$$

która w powyższym przykładzie wyniesie:

$$\Delta t_1 = \frac{0{,}000253}{1 \cdot 10^{-5}} = \underline{25{,}3^{o}C}$$

$$\Delta t_2 = \frac{0{,}000230}{1 \cdot 10^{-5}} = \underline{23{,}0^{o}C}$$

a więc znacznie (ponad 50 %) więcej niż wartość zalecana [5] - $\Delta t = 15°C$.

Gdyby omawiana rama była wykonana z betonu klasy C40/50 ($E_{cm} = 35{,}0$ GPa) i pracowała w środowisku wilgotnym o RH = 80 %, wówczas na podstawie podobnych obliczeń uzyskalibyśmy:

- w słupach

  $\varepsilon_{cs}(3650) = 2{,}54 \cdot 10^{-4}$, $k_3 = 0{,}826$

  $\varepsilon_{cs}^{RC}(3650) = \underline{0{,}000171}$ (redukcja o 32,7 %)

  $\Delta t_1 = \underline{17{,}1°C}$

- w ryglach

  $\varepsilon_{cs}(3650) = 2{,}42 \cdot 10^{-4}$, $k_3 = 0{,}828$

  $\varepsilon_{cs}^{RC}(3650) = \underline{0{,}000163}$ (redukcja o 32,6 %)

  $\Delta t_2 = \underline{16{,}3°C}$,

a więc Δt_1 w przybliżeniu na poziomie $\Delta t = 15°C$. Przykład ten wskazuje na celowość wykonywania bardziej szczegółowych obliczeń wartości ε_{cs}^{RC} dla analizy statyczno-wytrzymałościowej konstrukcji z betonu zbrojonego.

4. SIŁY WEWNĘTRZNE I NAPRĘŻENIA W KONSTRUKCJACH WYWOŁANE PRZEZ SKURCZ BETONU

Dodatkowe naprężenia wywołane w elementach czy konstrukcjach przez skurcz betonu dzielimy na wymuszone i własne. Naprężenia **wymuszone** powstają, gdy skurczowi betonu (skrótowi elementów konstrukcyjnych) przeciwstawiają się więzy zewnętrzne lub wewnętrzne. Więzami zewnętrznymi mogą być niepodatne lub podatne podpory i węzły konstrukcji. Więzami

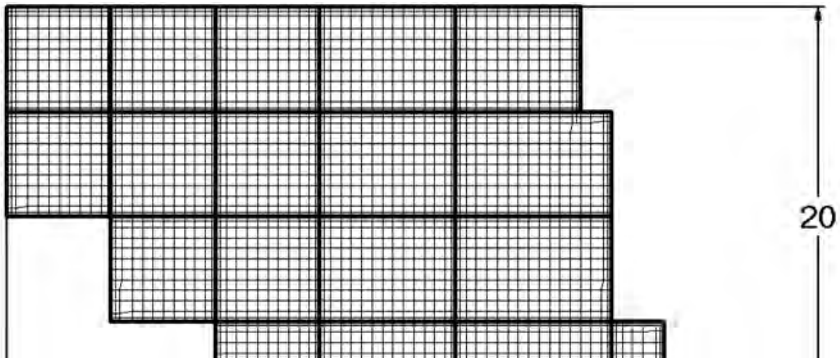
wewnętrznymi są pręty zbrojeniowe, stawiające opór dla kurczącego się betonu. Naprężenia wymuszone mają znaczenie głównie w elementach niemasywnych i o małej masywności (h_o<0,30m). Dla nich można założyć równomierny, liniowy przebieg skurczu po wysokości przekroju.

Natomiast dla elementów o średniej i dużej masywności (h_o>0,40m) dominujące stają się naprężenia **własne** skurczowe samo równoważące się w przekroju, jakie powstają pomiędzy sąsiednimi włóknami elementu na skutek ich zróżnicowanego skurczu pod wpływem nieliniowych i niestacjonarnych pól wilgotności w przekroju. Z reguły są to naprężenia rozciągające włókna zewnętrzne i ściskające – włókna wewnętrzne betonu.

4.1. Siły wewnętrzne i naprężenia σ_{cs}^{I} wymuszone w konstrukcji przez więzy zewnętrzne

Najczęściej uwzględnianymi w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji z betonu są siły uogólnione, wywołane w ustroju przez więzy zewnętrzne. Więzy te mogą być sztywne (np. w przypadku stropów połączonych ze wzajemnie oddalonymi trzonami komunikacyjnymi) lub podatne (np. w połączeniach rygli z podatnymi słupami w ramach).

W obu tych przypadkach należy zastosować dodatkowy schemat obliczeń statycznych, uwzględniający wartość skurczu średniego w przekroju, jak dla żelbetu tzn. ε_{cs}^{RC}, obliczonego wg zasad podanych w pkt. 3 niniejszego opracowania (wzory 9, 10, 11, 12) – por. rys.2.



Rys. 2. Przypadki oddziaływania skurczu na nieważki pręt żelbetowy, symetryczny, symetrycznie zbrojony: a) pręt bez więzów zewnętrznych, b) pręt z więzami zewnętrznymi sztywnymi, c) pręt z więzami zewnętrznymi podatnymi

W granicznych dwóch przypadkach (belka nieważka) mamy:

a. w przypadku braku więzów zewnętrznych (rys. 2.1a) – tylko przemieszczenie swobodne o wartości ε_{cs}^{RC}, bez dodatkowej siły rozciągającej N,

b. w przypadku więzów sztywnych (rys. 2.1b) – rozciąganie w pręcie wywołane siłą:

$N = \varepsilon_{cs}^{RC} A_c E_{cm} (1 + n_0 \mu_0) = \varepsilon_{cs} A_c E_{cm} k_3$, bez przemieszczenia, gdzie:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}}, \quad \mu_0 = \rho_1 + \rho_2$$

c. w przypadku pośrednim (rys. 2.1c), z więzami podatnymi, odkształcenie skurczowe ε_{cs}^{RC} dzieli się na dwie części:

- beznaprężeniową – $\gamma\ \varepsilon_{cs}^{RC}$, $(\gamma \le 1{,}0)$,
- naprężeniową – $(1 - \gamma)\ \varepsilon_{cs}^{RC}$, wywołującą rozciąganie siłą:

$$N_1 = (1 - \gamma)\ \varepsilon_{cs}^{RC}\ A_c\ E_{cm}\ (1 + n_0\ \mu_0) \tag{15}$$

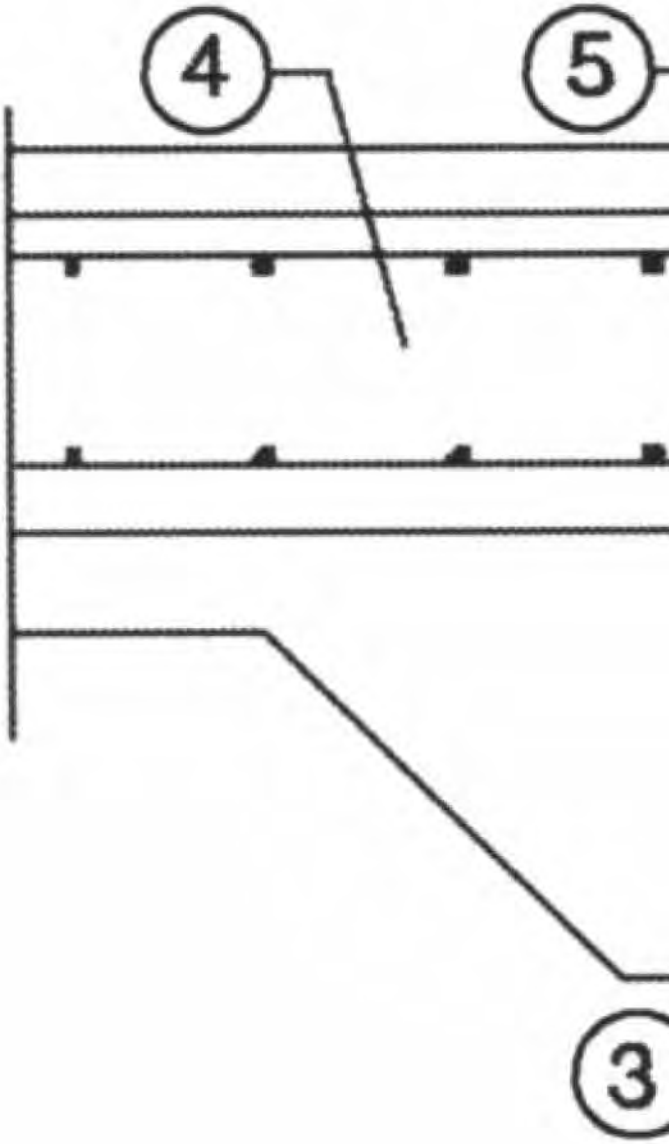
W przypadkach praktycznych zamiast obliczeniowego skurczu średniego ε_{cs}^{RC} posługujemy się schematami statycznymi uwzględniającymi równoważne skurczowi obniżenie się temperatury konstrukcji o wartości Δt. Jak wykazano w pkt. 3 niniejszego opracowania przyjmowana najczęściej wartość $\Delta t = 15°C$ może być niewłaściwa, gdyż Δt zależy od wielu czynników (materiałowych, geometrycznych, klimatycznych) i może też być różna dla różnych elementów tego samego ustroju konstrukcyjnego. Zgodnie z wynikami tych obliczeń, skurcz betonu wywołuje w omawianych konstrukcjach dodatkowe siły wewnętrzne M, N, Q, które mają wpływ na ogólne wytężenie konstrukcji, czyli na jej stan graniczny nośności (rys. 3). Problematyczne są zatem – moim zdaniem – niektóre sformułowania (np. w Eurokodzie 2 – pkt 2.3.2.2), które mówią, że „Na ogół wpływ skurczu i pełzania należy uwzględniać przy sprawdzaniu stanów granicznych użytkowalności. I dalej: „Wpływ skurczu i pełzania na stany granicznych nośności należy uwzględniać tylko wtedy, gdy jest on istotny np. przy sprawdzaniu stanu granicznego stateczności elementów, dla których efekty drugiego rzędu mają istotne znaczenie. W innych przypadkach wpływ ten nie wymaga uwzględnienia pod warunkiem, że ciągliwość elementów i zdolność do obrotu jest wystarczająca".

W ustrojach, np. mostowych wszędzie, gdzie jest to możliwe, dąży się do eliminowania wpływu naprężeniowej części odkształcenia $(1 - \gamma)\ \varepsilon_{cs}^{RC}$ na siły wewnętrzne w ustroju przez stosowanie łożysk przesuwnych, przerw dylatacyjnych itp. Wówczas rola tej części odkształcenia skurczowego może stać się zupełnie drugorzędna. Podobny przypadek może zaistnieć dla żelbetowej płyty fundamentowej, jeżeli zapewnimy jej w miarę swobodne przemieszczenia skurczowe po podłożu gruntowym lub izolacji na warstwie chudego betonu.

W przypadku więzów sztywnych, generowane w ustroju wewnętrzne siły rozciągające są zazwyczaj tak duże, że powodują zarysowanie przekroju – skrośne przy przewadze siły osiowej N (mimośrodowe rozciąganie z małym mimośrodem), lub jednostronne przy współdziałaniu dużego momentu zginającego M (mimośrodowe rozciąganie z dużym mimośrodem).

Zarysowanie skurczowe wywołane więzami zewnętrznymi nie zawsze musi być szkodliwe dla konstrukcji. Powoduje ono bowiem rozładowanie niepożądanego stanu naprężeń np. rozciągających w betonie i ściskających w stali (przy więzach podatnych).

Po zarysowaniu tylko skurczowym, średnie naprężenie w stali na długości elementu spowodowane skurczem spada do zera i w tym sensie Eurokod 2 ma rację co do powyższych zapisów. Ale rozciągające naprężenia skurczowe σ_{cs}^{I} przyśpieszają zarysowanie konstrukcji od pozostałych „masowych" obciążeń zewnętrznych, co oznacza wcześniejsze osiągnięcie przez element stanów granicznych użytkowalności i zmniejszenie trwałości konstrukcji. Ponadto wcześniejsze zarysowanie może zmienić fazę pracy przekroju żelbetowego, a to też ma wpływ na stan graniczny nośności.



Rys. 3. Odkształcenia i dodatkowe siły wewnętrzne w żelbetowej ramie portalowej obciążonej skurczem betonu

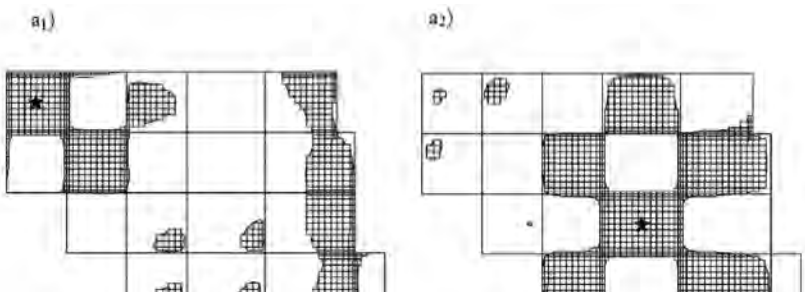
4.2. Naprężenia skurczowe w konstrukcji σ_{cs}^{II} wymuszone przez więzy wewnętrzne (opór zbrojenia)

Drugą część oddziaływania skurczu na konstrukcje z betonu stanowią naprężenia wymuszone w przekrojach poszczególnych jej elementów przez więzy wewnętrzne w postaci oporu prętów zbrojenia przeciw skurczowi swobodnemu ε_{cs}. Więzy te wywołują zazwyczaj naprężenia rozciągające w betonie i ściskające w stali zbrojeniowej. Dzięki istnieniu tych więzów odkształcenia skurczowe w elementach żelbetowych ε_{cs}^{RC} są mniejsze niż w betonowych ε_{cs}, ale w przekroju każdego z elementów pojawia się dodatkowe pole naprężeń σ_{cs}^{II}, które zazwyczaj jest pomijane w analizach wytrzymałościowych.

W symetrycznym, symetrycznie zbrojonym przekroju żelbetowym oraz skurczu liniowym i jednorodnym w przekroju (rys. 1) wartości tych naprężeń wynoszą [2] [por. wzory (11) i (12)]:

$$\sigma_{ss}^{II} = -\varepsilon_{cs} E_s (1 - a_3) k_3 \quad \text{ściskanie}$$

$$\sigma_{cs}^{II} = \varepsilon_{cs} E_{cm} a_3 k_3 \quad \text{rozciąganie}$$



Rys. 4. Odkształcenia i naprężenia skurczowe wymuszone przez opór zbrojenia w przekroju pręta żelbetowego symetrycznego, jednostronnie zbrojonego

W rozważonym na rys. 1 schemacie otrzymuje się najmniejsze wartości naprężeń rozciągających σ_{cs}^{II}. Wartości największe na krawędzi rozciąganej otrzymuje się w przypadku belki teowej pojedynczo zbrojonej. Dla belki prostokątnej pojedynczo zbrojonej (rys. 4) uzyskuje się następujące wyrażenia [2]:

$$\sigma_{ss}^{II} = -\varepsilon_{cs} E_s (1 - a') k_3 \tag{16}$$

$$\sigma_{cs}^{II} = \varepsilon_{cs} E_{cm} a'' k_3 \tag{17}$$

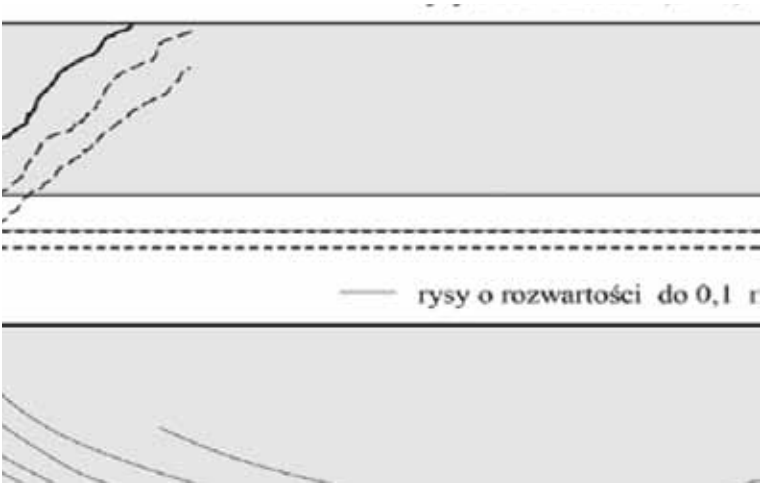
$$\sigma_{cs'}^{II} = \varepsilon_{cs} E_{cm} a''' k_3 \tag{18}$$

gdzie:

$$a' = \frac{n_0 \mu_0 \eta}{1 + n_0 \mu_0 \eta}; \quad a'' = a' \cdot \frac{1 + 6e/h}{\eta}; \quad a''' = a' \cdot \frac{1 - 6e/h}{\eta}; \quad \eta = 1 + 12\left(\frac{e}{h}\right)^2$$

$$k_3 = \frac{1}{1 + \beta a' \varphi(\infty, t_s)} \tag{19}$$

Przyjmując we wzorach (11), (12), (16), (17) i (18) wartość $\sigma_{cs}(\infty)$ uzyskuje się maksymalne wartości naprężeń skurczowych, jakie mogą się pojawić w żelbetowych elementach konstrukcyjnych, po pełnym zrealizowaniu się skurczu betonu, czyli po około 3÷30 latach, zależnie od miarodajnego wymiaru elementu $h_0 = 2A_c/u$ (por. rys. 5). W okresach wcześniejszych skurcz ε_{cs}^t jest mniejszy i mniejsze są też naprężenia wynikające z powyższych wzorów.



Rys.5. Zależny od miarodajnego wieku betonu t_s współczynnik k_s do obliczania zmienności miary skurczu w czasie [7]

Rozpatrzmy dla przykładu element z betonu klasy C20/25, $E_s = 200$ GPa, $E_{cm} = 30{,}0$ GPa, $n_0 = 6{,}67$, $\mu_0 = \rho_1 = 0{,}015$, $\sigma_{cs}(\infty) = 3{,}0 \cdot 10^{-4}$, $\beta = 0{,}8$, $\varphi(\infty, t_s) = 2{,}4$, $e/h = 0{,}4$, $\eta = 2{,}92$, $a' = 0{,}226$, $a'' = 0{,}263$, $a''' = -0{,}108$, $k_3 = 0{,}697$, otrzymamy:

$$\sigma_{cs}^{II} = -3{,}0 \cdot 10^{-4} \cdot 200 \cdot 10^3 (1 - 0{,}226) \cdot 0{,}697 = -32{,}4 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cs}^{II} = 3{,}0 \cdot 10^{-4} \cdot 30{,}0 \cdot 10^3 \cdot 0{,}263 \cdot 0{,}697 = 1{,}65 \text{ MPa} = 0{,}75 f_{ctm} > f_{ctk} = 1{,}50 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cs}^{II} = -3{,}0 \cdot 10^{-4} \cdot 30{,}0 \cdot 10^3 \cdot 0{,}108 \cdot 0{,}697 = -0{,}68 \text{ MPa}.$$

Z powyższego przykładu wynika, że naprężenia wymuszone σ_{cs}^{II} mogą osiągać znaczne wartości. Szczególnie duże są te naprężenia w wysokich przekrojach teowych, powszechnie stosowanych w mostownictwie. W pracach [4, 6] oszacowano, że naprężenia te w dwóch konkretnych obiektach mostowych wyniosły (rys. 6):

1. $\sigma_{cs}^{II} = 1{,}31 \text{ MPa} = 0{,}82 \; f_{ctm} > f_{ctk} = 1{,}10 \text{ MPa}$,
2. $\sigma_{cs}^{II} = 1{,}25 \text{ MPa} = 0{,}66 \; f_{ctm} < f_{ctk} = 1{,}30 \text{ MPa}$.

Rys. 6. Wykresy naprężeń skurczowych σ_{cs}^{II} (w MPa) spowodowane oporem zbrojenia w rozpatrywanych belkach

Liniami przerywanymi na rys. 6 zaznaczono wartości naprężeń skurczowych σ_{cs}^{II} bez uwzględnienia relaksacji tych naprężeń, spowodowanej pełzaniem betonu.

Naprężenia skurczowe σ_{cs}^{II} zwiększają swe wartości ze wzrostem skurczu betonu w czasie, podobnie jak naprężenia σ_{cs}^{I}. Miarą relaksacji tych naprężeń w wyniku pełzania betonu jest wartość współczynnika k_3, którą w odniesieniu do betonu zbrojonego można obliczyć z formuł (10) lub (19), a także z przybliżonej zależności wg [7]:

$$k_3 = \frac{1}{1 + 0{,}2\,\varphi(\infty, t_s)} \tag{20}$$

Z wzoru (20) wynika, że jeżeli $\varphi(\infty,t_s) = 2{,}4$, to $k_3 = 0{,}68$. Jak to już wyżej wspomniano, omawiane naprężenia σ_{cs}^{II} nie są w analizie konstrukcji uwzględniane, co w niektórych przypadkach np. w belkach teowych pojedynczo zbrojonych, jest błędem. Należy bowiem podkreślić, że naprężenia rozciągające w betonie σ_{cs}^{II} zmniejszają wyraźnie moment rysujący M_{cr} czy też siłę rysującą N_{cr} w elemencie, przyśpieszając proces jego zarysowania. Z kolei rzutuje to na mniejszą sztywność elementu oraz jego obniżoną odporność korozyjną.

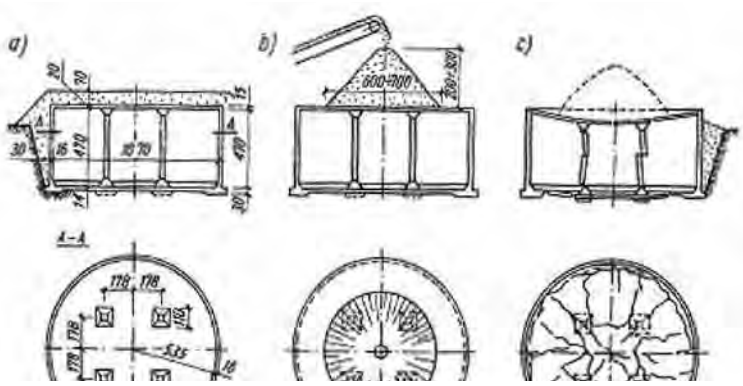
Natomiast korzyści wynikające ze ściskających naprężeń σ_{ss}^{II} w stali zbrojeniowej są iluzoryczne, gdyż w momencie zarysowania skurczowego elementu naprężenia te zanikają i ich wpływ na podwyższenie nośności przekroju jest niewielki.

4.3. Naprężenia skurczowe własne σ_{cs}^{III} w przekroju

Opisane w punktach 4.1 i 4.2. dwie składowe naprężeń skurczowych σ_{cs} w przekroju elementu żelbetowego są w pewnym stopniu niezależne od konstruktora, który jest uzależniony od schematu statycznego konstrukcji czy też wynikającego stąd rozkładu zbrojenia w elementach. Może on jednak mieć wpływ na obniżenie wartości ε_{cs} w zastosowanym betonie przez odpowiednią technologię użytej mieszanki betonowej. Wchodzą tu w grę takie czynniki, jak: zastosowanie niskiego W/C, obniżonego zużycia cementu, zastosowanie superplastyfikatorów i odpowiedniej technologii zagęszczania, jak np. próżniowanie betonu.

Istnieje natomiast jeszcze trzecia, składowa odkształceń i naprężeń skurczowych w przekroju elementów z betonu, a to naprężenia skurczowe własne σ_{cs}^{III}, wywołane w przekroju przez nieliniowe i równocześnie niestacjonarne (zmienne w czasie) pola wilgotności w elemencie.

Powstają one pod wpływem zaistniałego w przekroju gradientu stężenia wilgoci (por. rys. 7) i zazwyczaj rozciągają włókna przypowierzchniowe elementu i ściskają włókna w głębi przekroju. Naprężenia te, samorównoważące się w przekroju, wywołane są przez opór jednych warstw betonu w stosunku do innych pod wpływem ich tendencji do nierównomiernych przemieszczeń skurczowych.



Rys. 7. Nieliniowe i niestacjonarne pola wilgotności w przekroju płyty (ściany) z betonu

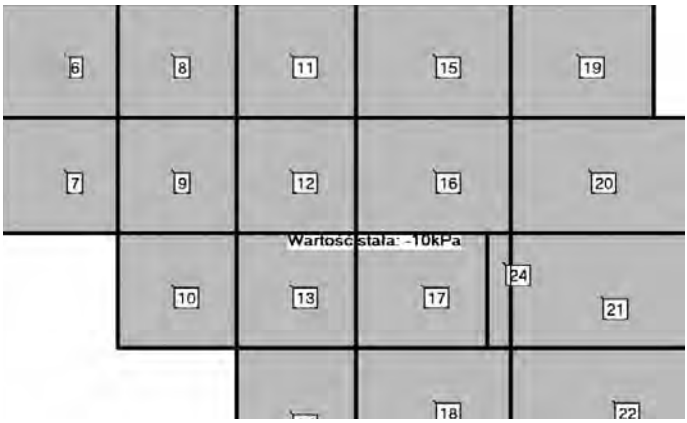
Gradient przypowierzchniowy omawianych pól wilgotności $\left.\frac{dU(\tau)}{dx}\right|_p$ jest największy po rozdeskowaniu konstrukcji (czas τ_r); z biegiem czasu wilgotność wnętrza elementu dąży do wyrównania się i stabilizuje się na poziomie równowagi higrometrycznej z otaczającą atmosferą.

Naprężenia własne σ_{cs}^{III} mogą być obliczone ze wzoru:

$$\sigma_{cs}^{III} = k_3 \beta_w \int_{\tau_r}^{\infty} E_{ct}(\tau) \frac{d\Delta U_p(\tau)}{d\tau} d\tau \tag{21}$$

gdzie: β_w – współczynnik liniowy względnej odkształcalności wilgotnościowej betonu dla jednostkowej względnej zmiany wilgotności wagowej; można wg [8] przyjmować $\beta_w = 3{,}0 \cdot 10^{-2} \frac{mm/mm}{g/g}$,

$E_{ct}(\tau)$ – współczynnik sprężystości betonu na rozciąganie; zazwyczaj przyjmuje się $E_{ct}(\tau) = E_{cm}(\tau)$.



Rys. 8. Rozwój w czasie obliczeniowego przyrostu wilgotności średniej $\Delta U_{śr}(\tau)$ i przypowierzchniowej $\Delta U_p(\tau)$ w płycie (ścianie) z betonu

Odkształcenia skurczowe ε_{cs}, odpowiadające za naprężenia skurczowe σ_{cs}^{I} i σ_{cs}^{II}, są funkcją średniej zmiany wilgotności $\Delta U_p(\tau)$ w przekroju (rys. 8):

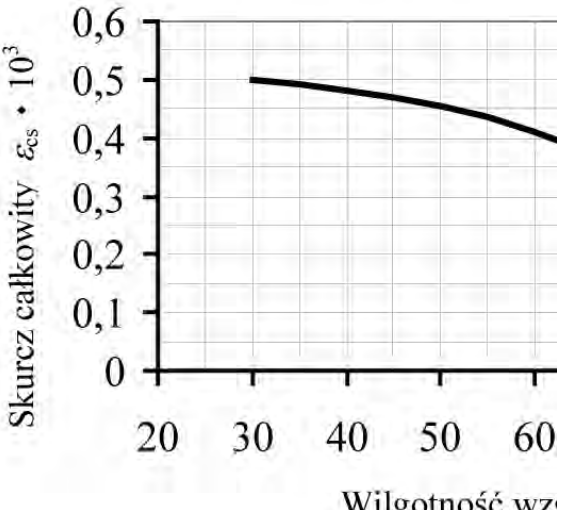
$$\varepsilon_{cs}^{I} \equiv \varepsilon_{cs}^{II} = \beta_w \left[U_{kr} - U_{śr}(\tau)\right] = \beta_w \, \Delta U_{śr}(\tau) \tag{22}$$

natomiast:

$$\varepsilon_{cs}^{III} = \beta_w \left[U_{śr}(\tau) - U_p(\tau)\right] = \beta_w \, \Delta U_p(\tau) \tag{23}$$

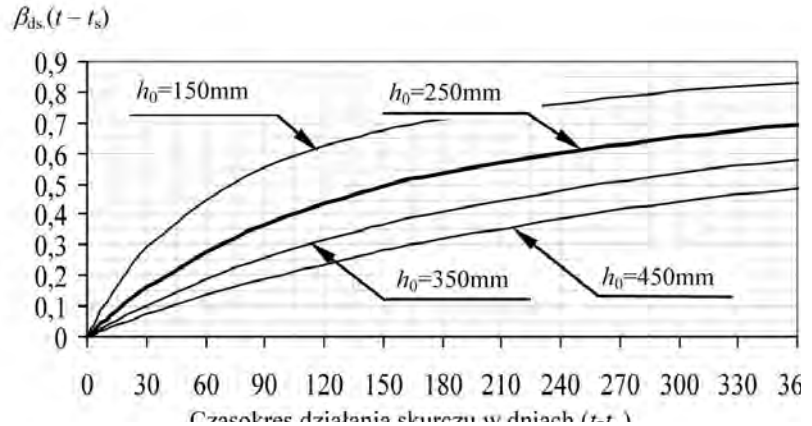
Zależności $\Delta U_{śr}(\tau)$ i $\Delta U_p(\tau)$ przedstawiono na rys. 8. Na ich podstawie widać wyraźnie, że o ile odkształcenia skurczowe $\varepsilon_{cs}^{I,II}$ z biegiem czasu mają tendencję rosnącą, o tyle odkształcenia skurczowe ε_{cs}^{III}, odpowiadające za naprężenia σ_{cs}^{III}, po osiągnięciu maksimum w krótkim czasie po rozdeskowaniu konstrukcji, mają później tendencję malejącą.

Szacowanie wartości naprężeń σ_{cs}^{III} nastręcza wiele trudności. Zazwyczaj konstruktorowi nie jest znany termin rozdeskowania konstrukcji, nie może przewidzieć pogody panującej podczas dojrzewania betonu, nie zna zastosowanych sposobów pielęgnacji powierzchni. Ważne jest takie sterowanie procesem rozdeskowania, aby ekstremum wartości σ_{cs}^{III} było poniżej krzywej wytrzymałości betonu na rozciąganie $f_{ctm}(\tau)$ – por. rys. 9. W przeciwnym razie dojdzie do zarysowania stref przypowierzchniowych elementu we wczesnym okresie jego „życia". Z jednej strony spowoduje to „rozładowanie" niepożądanego stanu naprężeń własnych, z drugiej strony jednak rysy te pozostaną w elemencie w sposób trwały, co oznacza częściową degradację przekroju z punktu widzenia jego wytrzymałości i sztywności, a w dalszej konsekwencji – jego trwałości.



Rys. 9. Kryterium tworzenia się rys skurczowych w powierzchniowej strefie elementów z betonu, w funkcji czasu rozformowania τ_r

Próbę oszacowania naprężeń σ_{cs}^{III} podjęto w pracach [6, 9], a odkształceń ε_{cs}^{III} w pracy [10]. Obliczone na podstawie pracy [9] największe naprężenie σ_{cs}^{III}, przy założeniu betonu klasy B25 i $k_3 = 0,7$, wyniosłoby 1,28 MPa = = 0,58 $f_{ctm} < f_{ctk} = 1,50$ MPa, a na podstawie pracy [10] – przy założeniu betonu klasy B20 i k3 = 0,7 – $\sigma_{cs}^{III} = 1,87$ MPa = 0,98 $f_{ctm} > f_{ctk} = 1,30$ MPa. Wskazuje to na duże znaczenie omawianych naprężeń, zwłaszcza że naprężenia te sumują się zazwyczaj z naprężeniami skurczowymi σ_{cs}^{I} i σ_{cs}^{II} (por. rys. 10), tak iż prawdopodobieństwo zaistnienia $\Sigma\, \sigma_{cs}^{(I,II,III)} \geq f_{ctm}(\tau)$ jest bardzo duże. Należy tu jednakże zaznaczyć, że ekstrema poszczególnych składników $f_{ctm}(\tau)$ tej sumy nie występują jednocześnie, co łagodzi ostrość powyższego zapisu.



Rys. 10. Wykresy naprężeń skurczowych σ_{cs}^{I}, σ_{cs}^{II}, σ_{cs}^{III} w przekroju płyty (ściany) z betonu

Naprężenia σ_{cs}^{III} maleją tym szybciej, im mniejsza jest grubość zastępcza elementu. Zachodzi tu zatem zjawisko odwrotne niż w odniesieniu do naprężeń σ_{cs}^{II}, które rosną tym szybciej, im mniejsza jest grubość zastępcza elementu. W elementach niemasywnych dominującą rolę odgrywają naprężenia σ_{cs}^{II}, podczas gdy w masywnych – σ_{cs}^{III}.

Relaksacja naprężeń σ_{cs}^{III} w wyniku pełzania betonu zachodzi dużo wyraźniej w elementach masywnych, niż w elementach o małej masywności. Według [7] współczynnik relaksacji k_3 dla naprężeń skurczowych własnych może być określony z zależności przybliżonej:

$$k_3 = \frac{1}{2\,\varphi\left(\infty, t_s\right)} + 0{,}2. \tag{24}$$

Tak więc przy $\varphi(\infty,t_s) = 2{,}0$ (długotrwałe oddziaływanie naprężeń σ_{cs}^{III} w elemencie masywnym) – $k_3 = 0{,}45$, przy $\varphi(\infty,t_s) = 1{,}0$ (zanikające w czasie oddziaływanie naprężeń σ_{cs}^{III} w elemencie o małej masywności) – $k_3 = 0{,}70$.

5. PRZYPOWIERZCHNIOWE ZBROJENIE PRZECIWSKURCZOWE

Powstawanie rozciągających naprężeń własnych σ_{cs}^{III} w strefach przypowierzchniowych elementów żelbetowych prowadzi często do nieprzewidzianych w projekcie zarysowań tych stref. Dzieje się tak na pewno w elementach masywnych ($h_0 \geq 1{,}0$ m) oraz w elementach o średniej masywności ($0{,}40$ m $< h_0 < 1{,}0$ m). Wówczas należy założyć, że w skrajnych włóknach przekroju dochodzi pod wpływem nierównomiernego skurczu w przekroju do naprężeń $\sigma_{cs}^{rzecz} = f_{ctm}$. Grubość rozciąganej strefy betonu można oszacować wg monografii [2], zaś ilość potrzebnego zbrojenia przypowierzchniowego określić z wzoru EC2 na minimalne pole przekroju zbrojenia $A_{s,min}$, niezbędnego dla ograniczenia szerokości rys do wartości w_{lim} w przypadku ich powstania:

$$A_{s,min} = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,lim}} \tag{25}$$

gdzie:

k_c – współczynnik uwzględniający rozkład naprężeń w przekroju w chwili poprzedzającej zarysowanie ($k_c = 1{,}0$ dla rozciągania osiowego i $k_c = 0{,}4$ – dla zginania),

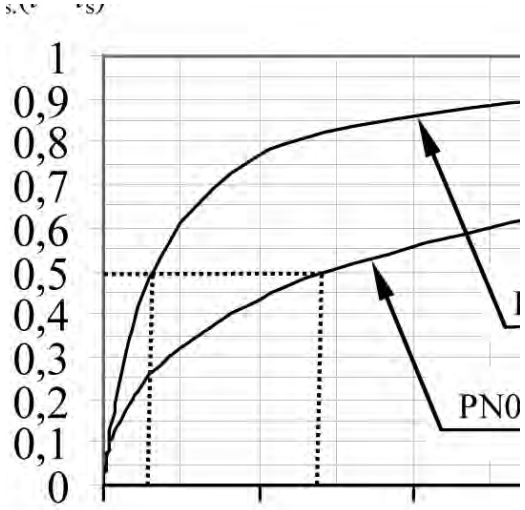
k – współczynnik uwzględniający wpływ nierównomiernych naprężeń samorównoważących się w przekroju ($k = 1{,}0$ dla $b \leq 300$ mm i $h = 0{,}65$ dla $b \geq 800$ mm),

$f_{ct,\,eff}$ – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili spodziewanego zarysowania; można przyjmować $f_{ct,\,eff} = f_{ctm}$,

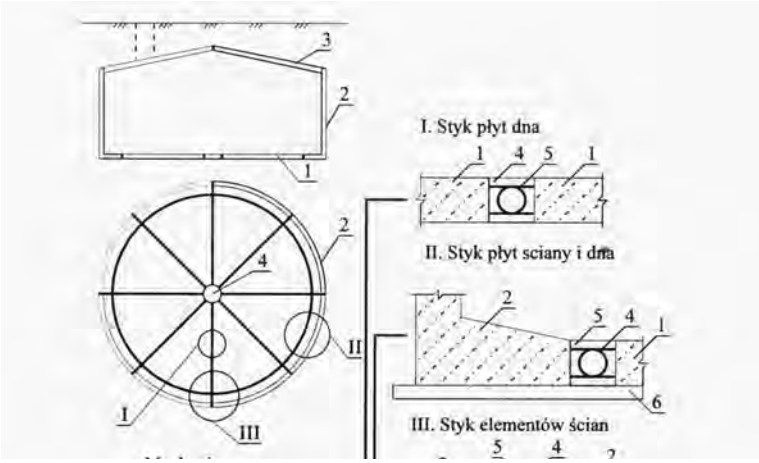
A_{ct} – pole przekroju strefy rozciąganej elementu w chwili poprzedzającej zarysowanie,

$\sigma_{s,\,lim}$ – maksymalne naprężenie przyjęte w zbrojeniu rozciąganym natychmiast po zarysowaniu, zależne od granicznej szerokości rys i średnicy prętów żelbetowych (por. [2]).

Grubość rozciąganej, przypowierzchniowej warstwy betonu b_1 (por. rys. 11) można określić z diagramu, przedstawionego na rys. 12.



Rys. 11. Wykres naprężeń rozciągających w przypowierzchniowej strefie betonu

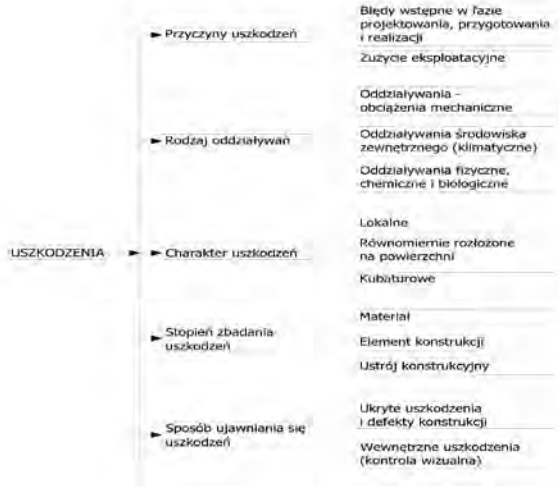


Rys.12. Orientacyjna grubość strefy b_1 dla elementów z betonu; A – płytowych i tarczowych o grubości b, B – pryzmatycznych o boku a lub średnicy d_c

Obliczona z wzoru (25) ilość zbrojenia przypowierzchniowego powinna być umieszczona w przybliżeniu w środku ciężkości bryły naprężeń rozciągających o szerokości b_1 (por. rys. 11). Dla elementów o dużej i średniej masywności należy sprawdzić konieczną ilość przypowierzchniowego zbrojenia, w każdym kierunku narażonym na własne naprężenia skurczowe (por. rys. 13). Na krawędziach dolnej i górnej belki zazwyczaj wystarczające jest zbrojenie główne i konstrukcyjne montażowe, na powierzchniach bocznych wysokich belek rolę pionowego zbrojenia przypowierzchniowego mogą z powodzeniem pełnić pionowe ramiona strzemion,

zaś w kierunku poziomym – odpowiednio zagęszczone pręty podłużne (zazwyczaj ich tu brak w wystarczającej ilości).

Szczegółowy sposób obliczania ilości przypowierzchniowego zbrojenia przeciwskurczowego wraz ze stosownymi przykładami podany jest w monografii [2].



Rys.13. Zmienność naprężeń skurczowych σ_{cs}^{II} i σ_{cs}^{III} w przekroju belki mostowej o dużej wysokości (żelbetowej lub sprężonej)

6. PODSUMOWANIE

W pracy niniejszej podano zarys niezbędnej wiedzy jaką powinien mieć konstruktor budowlany dla prawidłowej oceny wpływu skurczu betonu na dodatkowe siły wewnętrzne oraz naprężenia w żelbetowych elementach konstrukcyjnych. Siły te i naprężenia, zmienne w czasie, mogą wpływać zarówno na stan graniczny nośności konstrukcji (naprężenia σ_{cs}^{I}) jak i – przede wszystkim – na stany graniczne użytkowalności, zarysowania i ugięć. Sposób ich uwzględniania podają Eurokody PN-EN 1992-1-1 i PN-EN 1992-2. Wskazano przypadki, w których konieczne jest uwzględnienie naprężeń skurczowych σ_{cs}^{II} w ocenie momentu rysującego czy też siły rysującej żelbetowe elementy konstrukcyjne oraz przypadki, w których konieczne jest zastosowanie przypowierzchniowego zbrojenia przeciwskurczowego dla przeniesienia własnych naprężeń skurczowych σ_{cs}^{III}.

Literatura

[3] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[4] Flaga K.: *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*. Monografia 391. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011.

[5] Flaga K.: *Wpływ pól wilgotnościowych na zarysowanie i nośność konstrukcji żelbetowych*. Księga Referatów I Ogólnopolskiego Sympozjum „Wpływy środowiskowe na budowle i ludzi". Lublin, XII. 1994.

[6] Flaga K., Furtak K., Jargiełło J.: *Zastosowanie zmodyfikowanej teorii starzenia do oceny relaksacji naprężeń skurczowych w elementach żelbetowych*. Archiwum Inżynierii Lądowej, tom XXX, z. 4/1984.

[7] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[8] Flaga K.: *Praca zbrojenia przeciwskurczowego w wysokich belkach żelbetowych*. Księga Referatów XXVIII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB. Warszawa-Krynica, IX. 1982.

[9] Rüsch, Jungwirth D.: *Skurcz i pełzanie w konstrukcjach betonowych*. Arkady, Warszawa 1979.

[10] Aleksandrowskij S.W.: Rascziot *bietonnych i żelezobietonnych konstrukcji na temperaturnyje i włażostnyje wozdiejstwia*, Strojizdat, Moskwa 1966.

[11] Flaga K., Andreasik M.: *Naprężenia termiczno-skurczowe w masywnych elementach betonowych*. Księga Referatów XXXIII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB. Gliwice-Krynica, IX. 1987.

[12] Flaga K., Wilczyński T.: *Odkształcenia skurczowe w pryzmatycznych elementach betonowych obciążonych niejednorodnym polem wilgoci*. Zeszyt Naukowy Komisji Budownictwa O/K PAN. Ossolineum, Wrocław 1982.

ON THE ROLE OF THE SHRINKAGE IN REINFORCED STRUCTURAL ELEMENTS

Włodzimierz STAROSOLSKI[1]

O DOKŁADNIEJSZE SZACOWANIE UGIĘĆ STROPÓW – WYBRANE ZAGADNIENIA

STRESZCZENIE

Referat przedstawia wytyczne do prawidłowego określania ugięć stropów w procesie orzekania. Ujęto wymagane normą PN-EN-1992-1-1 procedury w tym wpływ czasu i skurczu.

SŁOWA KLUCZOWE: stropy, ugięcia, reologia

1. WPROWADZENIE

W znacznej liczbie przypadków w sytuacji ekspertyz dotyczących dowolnego rodzaju stropów stajemy przed koniecznością oceny wpływu ugięć na walory eksploatacyjne analizowanego obiektu i to nie tylko dzisiaj, ale także w stosunkowo dalekiej przyszłości. Musimy oszacować, jak w stosunkowo długim czasie ugięcia stropów będą oddziaływały na elementy wyposażenia np. kruche ścianki działowe. Jest to zagadnienie trudne, a błędy w tym oszacowaniu popełnione rzutują często na wyniki orzeczeń.

1. Jednym z podstawowych źródeł błędnego oszacowania przewidywanych ugięć jest wadliwie dobrany model obliczeniowy analizowanej konstrukcji.
   W fazie projektowania nowej konstrukcji przyjmujemy model obliczeniowy, w jakimś stopniu zgodny z naszym wyobrażeniem o przyszłym zachowaniu się konstrukcji. Jeżeli w ślad za tym konstrukcja zostanie zgodnie z tym modelem konsekwentnie zazbrojona, to w czasie pracy konstrukcja dostosuje się, w większości sytuacji, do przyjętego modelu. Należy jeszcze

[1] prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski, wlodzimierz.starosolski@polsl.pl, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

pamiętać, że przepisy konstrukcyjne, a także doświadczenie projektanckie w czasie ustanawiania ostatecznego zbrojenia w dużej mierze skorygują niedoskonałości modelu obliczeniowego.

Przystępując do obliczeń sprawdzających istniejącej konstrukcji, w dowolnym jej stanie, stoimy przed o wiele trudniejszym zadaniem, niż przy projektowaniu.

Sprawdzając bowiem konstrukcję istniejącą, nie możemy przyjąć jakiegoś wygodnego, dla liczącego, modelu obliczeniowego. **Sprawdzając istniejącą konstrukcję mamy obowiązek odtworzenia w modelu obliczeniowym rzeczywistego zachowania się konstrukcji**, z jego rzeczywistymi parametrami geometrycznymi i wytrzymałościowymi. Zapewnienie zgodności zastosowanego modelu obliczeniowego z rzeczywistą analizowaną konstrukcją **leży wyłącznie w gestii obliczającego** i wymyka się jakimkolwiek ustaleniom generalizującym.

Nie ma możliwości oszacowania ryzyka niewłaściwej oceny bezpieczeństwa konstrukcji i jej przyszłych odkształceń, z tytułu błędnie przyjętego modelu obliczeniowego.

2. Następnym istotnym błędem przy szacowaniu przyrostu wartości ugięć jest nieprawidłowa metodologia lub niewłaściwy sposób uwzględnienia zarysowania oraz wpływów pełzania i skurczu betonu, w szczególności w przypadku stropów.
3. W ramach orzeczeń, znamy stan istniejący. Nie ma wiec żadnej potrzeby analitycznego określania ugięć stropów dla chwili bieżącej. Żadne bowiem obliczenie nie da precyzyjniejszych informacji, niż te które uzyskujemy przez bezpośredni pomiar. **Tak więc próby obliczeniowego wykazania ugięć w analizowanej chwili, są co najmniej zbędne**, choć niestety z próbami takich obliczeń autor spotkał się wielokrotnie.

   Z punktu widzenia orzekania o przyszłym stanie konstrukcji istotne jest oszacowanie:
   - spodziewanego przyrostu ugięć do końca eksploatacji obiektu, a gdy czasokres eksploatacji nie jest określony, to do 70 lat od chwili wybudowania,
   - sumy ugięć, na którą składa się pomierzone rzeczywiście istniejące ugięcie i prognozowany wyżej przyrost ugięć.

   Tak uzyskane wartości ugięć przyrównuje się albo do wskazań normowych, albo do wartości uzgodnionych z właścicielem. Chodzi bowiem o to, że szczegółowe rozwiązania konstrukcyjne istniejące lub przewidywane mogą zaostrzać, lub rozluźniać wymogi normowe.

   Jak widać z powyższego, **dla orzekania o bieżącym i przyszłym stanie obiektu, nie można prowadzić obliczania ugięć jak dla obiektu nowo wznoszonego**.

   Niestety, autor spotkał się niejednokrotnie z postulatami wzmacniania istniejącego obiektu dla redukcji ugięć, wyliczonych jak dla nowego obiektu, czyli z pominięciem stanu zastanego. Takie postępowanie może narazić inwestora na poniesienie znacznych, a zupełnie zbędnych nakładów finansowych.

Poniżej przedstawimy wybrane zagadnienia obliczania ugięć, w dwóch grupach: ugięć sprężystych oraz ugięć długotrwałych z uwzględnieniem wpływu zarysowania, pełzania i skurczu

2. KSZTAŁTOWANIE MODELU

Zagadnienie kształtowania modelu obliczeniowego, w szczególności dla istniejącej konstrukcji jest zagadnieniem bardzo rozległym, omówionym szerzej przykładowo w [2]. Dlatego też tutaj jedynie przypomnimy, że przy modelowaniu należy zwrócić szczególną uwagę na:

- **odwzorowanie istniejącej konstrukcji** jako podstawowego warunku trafnego oszacowa-

nia występujących w badanym ustroju sił, w tym zarówno odwzorowanie geometryczne jak i założenia, co do liniowo sprężystej pracy ustroju względnie uwzględnienia plastycznej pracy poszczególnych elementów,

- **przyjęte typy podparć** (swobodne, zamocowanie, podparcie sprężyste, podpory jednostronne, podpory o ograniczonej nośności, podpory „z luzem") **oraz typy podłoża** (winklerowskie, półprzestrzeń sprężysta, uwarstwione sprężyste, sprężystoplastyczne i inne o złożonej charakterystyce),
- **lokalizację punktów podparcia w szczególności przy podparciu swobodnym** (na krawędzi podpory?, w osi podpory?, jako podparcie: skupione?, liniowe?) pamiętając, że każde załamanie podparcia swobodnego liniowego generuje powstanie momentów zamocowania.

3. OBCIĄŻENIA – ODDZIAŁYWANIA

Obliczając ugięcia stosuje się [N2][3] **quasi-stałą kombinację oddziaływań** obliczeniowych w postaci:

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{G,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}\right\} \qquad j \geq 1;\ i \geq 1 \tag{1}$$

w którym oznaczono

„+" – „należy uwzględnić w kombinacji z"

Σ – „łączny efekt"

$G_{k,j}$ – wartość charakterystyczna oddziaływania stałego j

P – miarodajna wartość reprezentatywna oddziaływania sprężającego

$Q_{k,i}$ – wartość charakterystyczna obciążenia zmiennego

ψ_2 = 0,3 dla powierzchni mieszkalnych i biurowych, $\psi 2$ = 0,6 dla miejsc zebrań i powierzchni handlowych, $\psi 2$ = 0,8 dla powierzchni magazynowych.

Warto przypomnieć o często pomijanej, a dopuszczonej przez normy zarówno EN jak i PN możliwości zmniejszenia obciążeń zmiennych z tytułu znacznych wymiarów obszaru zbierania obciążenia, jak i z tytułu sumowania obciążeń z wielu kondygnacji.

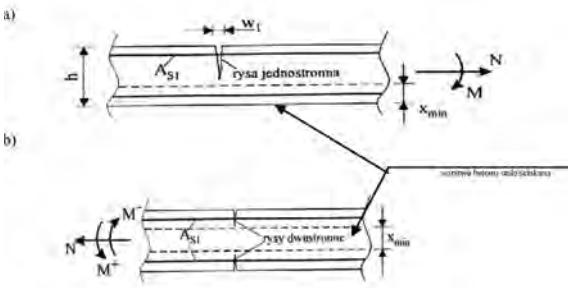
4. UGIĘCIA SPRĘŻYSTE.

4.1 Płyty w stropach żebrowych

Tradycją obliczania płyt w układach stropów żebrowych jest ich liczenie jako płaskich belek na podporach niepodatnych swobodnie przesuwnych. Oczywiście jest to obliczenie przybliżone. Dokładniejsze wyniki w zakresie przyjętych liniowo sprężystych cech materiału otrzymujemy w modelu powłokowym [M2][2]. W skrócie można powiedzieć, że w przypadku obciążeń zmiennych praktycznie dla $l_b/h_b \leq 13$ (oznaczenia na rys.1) wartości uzyskiwane w wyniku obliczenia modelu powłokowego są niewiększe, niż uzyskane dla modelu belkowego. W analizie autora [2], dla $l_b/h_b > 13$ momenty przęsłowe obliczone modelem powłokowym były większe od

obliczonych modelem belkowym, przy czym dla l_b/h_b = 20 były większe o ok.30%. Przy dużej smukłości belek (l_b/h_b >20) także momenty przęsłowe ujemne, obliczone w modelu powłokowym, były większe niż uzyskane z obliczeń modelu belkowego.

Podwojenie grubości płyty powodowało, nawet przy równomiernym obciążeniu wzrost momentów dodatnich w przęśle skrajnym o 50% i trzykrotny spadek wartości momentów podporowych nad pierwszą belką wewnętrzną. W dalszych przęsłach i nad podporami redystrybucja momentów nie była tak duża, jednakże istotna (szczegóły w [2]).



Rys. 1. Oznaczenia

W przypadku obciążeń zmiennych zmiana grubości płyty zmienia zasadniczo charakter jej pracy, a momenty - zarówno przęsłowe jak i podporowe - rosną o kilkadziesiąt procent. Należy też w tym przypadku zwrócić uwagę na zwiększenie wartości momentów ujemnych w środkowych partiach strefy przęsłowej płyty.

Wszystko to potwierdza, że **stosowanie klasycznego, belkowego podejścia do obliczania płyt ciągłych jest możliwe jedynie przy określonych proporcjach wzajemnej sztywności płyty stropowej i podpierających ją belek**.

Proponuje się [2] przyjąć orientacyjnie ograniczenie stosowania podejścia belkowego do sytuacji, w których zachodzi:

$$\frac{I_p}{I_b}\left(\frac{l_b}{l_{pn}}\right)^4 \le 1{,}5 \tag{2}$$

gdzie: I_p – moment bezwładności 1 mb płyty w kierunku równoległym do długości belek
I_b – moment bezwładności belki teowej określony wg reguł [N3]
l_b – rozpiętość belki
l_{pn} – rozpiętość płyty stropowej w świetle między belkami.

Rozpiętość belki l_b przyjmuje się dla belek:
obustronnie swobodnie podpartych

$$l_b = l_0 \tag{3}$$

l_0 – rozpiętość w osiach podpór

jednostronnie swobodnie podpartych z drugiej strony zamocowanych

$$l_b = 0{,}85 l_0 \tag{4}$$

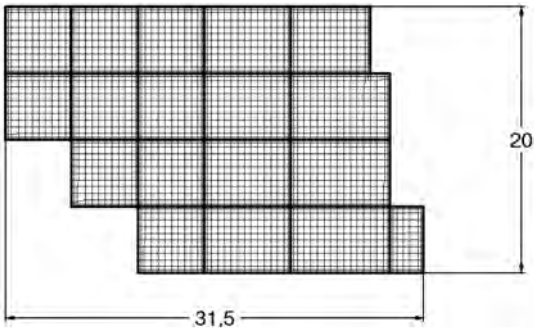
dwustronnie zamocowanych

$$l_b = 0{,}7 l_0 \tag{5}$$

Niezależnie, konieczne jest zbrojenie podporowe płyty na podporze skrajnej. W rozważanych sytuacjach zbrojenie to, stojąc po stronie pewności, powinno odpowiadać połowie wartości otrzymanej na pierwszej podporze wewnętrznej.

4.2 Płyty w stropach krzyżowo zbrojonych i stropach płytowo-słupowych

Do dnia dzisiejszego spotyka się w obliczeniach statycznych stropów mających wykazać wartości ich ugięć rozkładanie obciążeń zmiennych wg tzw. „schematów szachownicowych". Celem wykazania, kiedy możliwe jest stosowanie takiego schematu przeprowadzono wyznaczenie powierzchni wpływu dla wybranych punktów stropu, którego rzut przedstawiono na rys. 2. Uzmienniając rozwiązanie konstrukcyjne zachowano, we wszystkich wariantach, jako stałe: beton C25/30 i grubość płyty 0,16m.



Rys.2. Plan analizowanego stropu.

Rozważono na wstępie strop połączony z podpierającymi ścianami (ściany zamocowane na dolnej krawędzi). Przyjmując ściany podpierające o grubości 0,15m otrzymano powierzchnie wpływowe jak na rys.3a. W tej sytuacji można przyjąć, że obciążenia wg schematu szachownicowego są dla uzyskania ekstremalnych wartości ugięć w pełni uprawnione. Zwiększając grubość ścian podpierających do 0,4m (rys. 3b) widzimy, że schemat obciążeń szachownicowych już nie w pełni pokrywa się z powierzchniami wpływowymi ugięć dla wyznaczonych punktów.

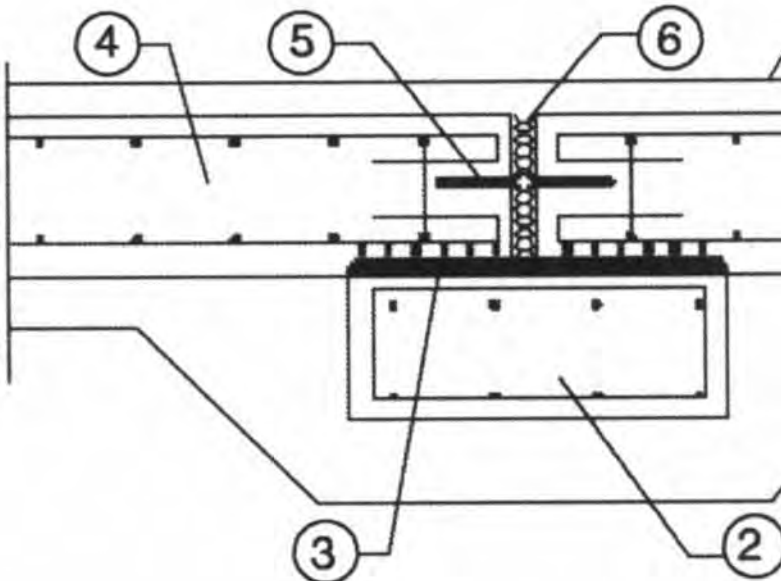
Zwykle jednak stropy krzyżowo – zbrojone odnoszą się do podparcia belkami. Wyniki poszukiwania powierzchni wpływowych dla stropów opartych na belkach przedstawia rys. 4.

Pokazano tam, jak zmieniały się powierzchnie wpływu ugięcia w zależności od sztywności belek podpierających, od podparcia tarczami o grubości 0,3m i wysokości 2,7m (rys. 4a), aż do belek o grubości 0,3m i wysokości 0,3m (rys. 4c). We wszystkich tych przypadkach słupy podpierające belki miały wymiar sprowadzony 0,4 × 0,4m i były zamocowane na dolnej krawę-

dzi. Jest widoczne, jak w miarę zmniejszania sztywności belki zmienia się obraz powierzchni wpływowych. Widzimy, że nawet przy sztywnych belkach podpierających płyty stropu (rys. 4b), gdy stosunek rozpiętości stropu w świetle l_{net} do wysokości brutto belki h wynosił 7,7 (4,6m/0,6m =7,7) stosowanie „szachownicowego" sposobu rozmieszczania obciążeń zmiennych jest całkowicie nieuprawnione.

Szerzej, bo dla 4 miejsc poszukiwania ekstremalnych ugięć analizowano zagadnienie w odniesieniu do stropu płytowo-słupowego (rys. 5), w tym ostatnim przypadku widzimy, że dla niektórych miejsc obciążenia powinny być rozkładane metoda pasmową.

Konkluzja z tych przedstawionych wyników jest oczywista:



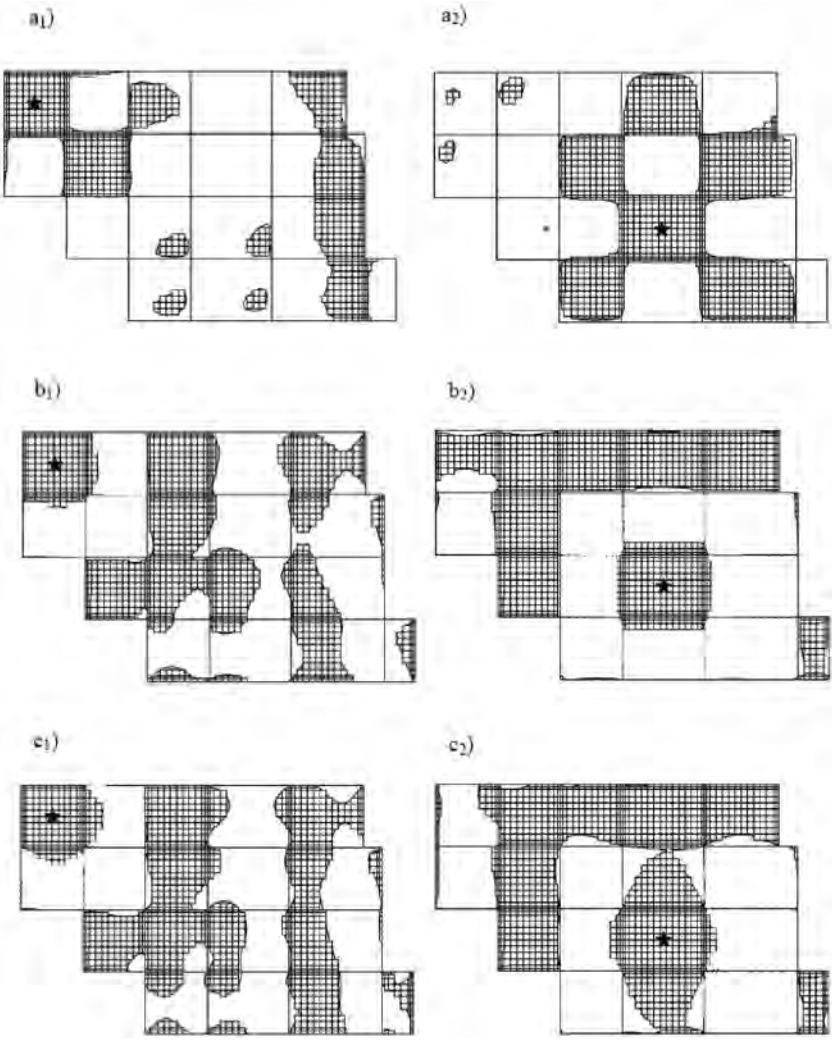
Rys. 3. Strop krzyżowo-zbrojony o grubosci 0,16m wsparty na ścianach: a) ściany o grubości 0,15m i wysokości 3,0m. b) ściany o grubości 0,4m i wysokości 3,0m – powierzchnie wpływu dla określenia malsymalnych ugięć w miejscach zazanaczonych gwiazdką.

W poszukiwaniu ekstremalnych wartości ugięć od obciążeń zmiennych:

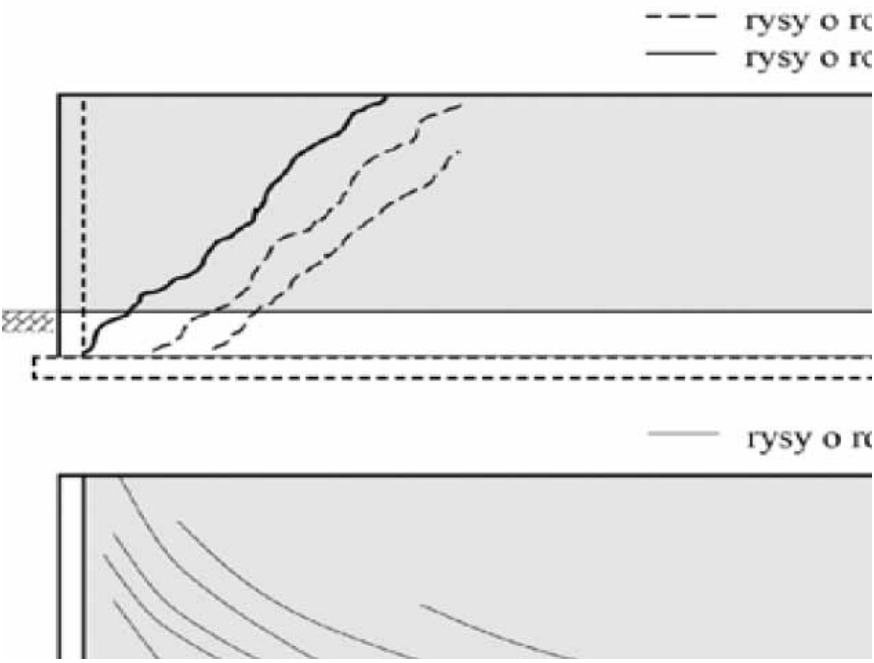
- **można stosować schemat „szachownicowy rozkładania obciążeń"** jedynie wtedy, gdy podparcie płyty stropowej jest w pełni niepodatne i jednocześnie połączenie płyty stropowej z podporą ma charakter przegubowy, względnie w przypadku połączenia monolitycznego, gdy element podpierający ma bardzo niewielką sztywność giętną,
- **nie można stosować „szachownicowego sposobu obciążenia** jeżeli liniowa podpora płyty jest podatna lub ma dużą sztywność skręcania.

Jak widać, powierzchnie wpływu ugięć mają w znacznej mierze przebieg krzywoliniowy. W pojedynczych przypadkach jest możliwe rozłożenie obciążeń zgodnie z powierzchnią wpływu, lecz jest to zadanie pracochłonne dopóki nie będziemy mogli każdego elementu skończonego traktować jako pojedynczego schematu obciążenia.

Współcześnie, możemy jedynie, każde pole (czasami część pola) traktować jako niezależny obszar obciążenia, i wymagać od programu określenia wartości ekstremalnych z tych obszarów.



Rys. 4. Strop krzyżowo-zbrojony o grubosci 0,16m wsparty na: a) tarczach o grubości 0,3m i wysokości 2,7m, b) belkach o grubości 0,3m i wysokości 0,6m, c) belkach o grubości 0,3m i wysokości 0,3m, – powierzchnie wpływu dla określenia malsymalnych ugięć w miejscach zazanaczonych gwiazdką.



Rys. 5. Strop płytowo-słupowy o grubosci 0,16m wsparty na słupach 0,4×0,4m i wysokosci 3,0m. - powierzchnie wpływu dla określenia maksymalnych ugięć w miejscach zazanaczonych gwiazdką.

Zachodzi pytanie, jak wielki popełnimy błąd określające ugięcie jedynie od obciążeń działających w rozważanym polu. Wyniki takich obliczeń zestawiono dla omawianych schematów konstrukcyjnych w tabeli 1.

Jeżeli przyjmiemy jako dopuszczalne technicznie odchylenie 5% od wartości uzyskanej z uwzględnieniem możliwości niezależnego obciążenia wszystkich pól (obszar zacieniony w tablicy 1), to dochodzimy do wniosku, którego należało się spodziewać. Możemy stwierdzić, że: **wystarczającą technicznie dokładność ugięcia płyt stropu krzyżowo zbrojonego, obciążonego jedynie w polu poszukiwanego ugięcia otrzymuje się gdy płyty podparte są w sposób liniowy na ścianach, lub belkach o dużej sztywności**.

W przypadku podparcia płyt belkami o małej sztywności, lub w przypadku stropów płytowo -słupowych takie uproszczenie generuje duże błędy.

Stosowanie w celu obliczania ugięć obciążenia równomiernie rozłożonego na całym stropie może być dopuszczone jedynie w przypadku, gdy płyta stropowa połączona jest w sposób monolityczny z bardzo sztywnymi ścianami. W innych sytuacjach takie przyjęcie może generowac błędy niedomiaru sięgające 30%.

Tabela 1. Odchylenie wartości ugięcia stropu [%] jako funkcji sposobu obciążenia stropu w relacji a_{lok}/a_{extr} i $a_{równ}/a_{extr}$.

a_{extr} = ugięcie ekstremalne przy dowolnym obciążeniu pól
a_{lok} = ugięcie przy obciążeniu pojedynczego pola
$a_{równ}$ = ugięcie od równomiernego obciążenia całego stropu.

Typ stropu		Analizowany punkt			
		1	2	3	4
Płyta stropowa na ścianach b = 0,15m	a_{lok}/a_{extr}	-1,7	-4,6	-5,6	-2,3
	$a_{równ}/a_{extr}$	-17,5	-34,7	-34,9	-15,9
Płyta stropowa na ścianach b = 0,4m	a_{lok}/a_{extr}	-0,0	-0,0	-0,0	-0,0
	$a_{równ}/a_{extr}$	-2,0	-4,5	-4,9	-2,7
Płyta stropowa na tarczach b = 0,30m	a_{lok}/a_{extr}	-0,1	-0,7	-0,9	-0,3
	$a_{równ}/a_{extr}$	-4,5	-9,1	-11,1	-6,8
Płyta stropowa na belkach h = 0,60m	a_{lok}/a_{extr}	-1,7	-3,3	-2,1	-0,7
	$a_{równ}/a_{extr}$	-9,6	-21,5	-24,3	-10,5
Płyta stropowa na belkach h = 0,30m	a_{lok}/a_{extr}	-1,9	-3,7	-15,0	-12,2
	$a_{równ}/a_{extr}$	-10,0	-19,8	-29,1	-9,8
Strop płytowo-słupowy	a_0/a_{extr}	-4,6	-12,9	-24,0	-18,8
	$a_{równ}/a_{extr}$	-6,2	-15,1	-26,7	-9,5

Oczywiście na bezwzględne wartości ekstremalnych ugięć ma podstawowy wpływ rozwiązanie konstrukcyjne ustroju. Tą zależnośc przedstawiono na rys. 6 (dla płyty stropowej o grubości 0,16m i obciążeniu zmiennym polami q =10kN/m^2, słupy 0,4×0,4m o wysokosci 3,0m).

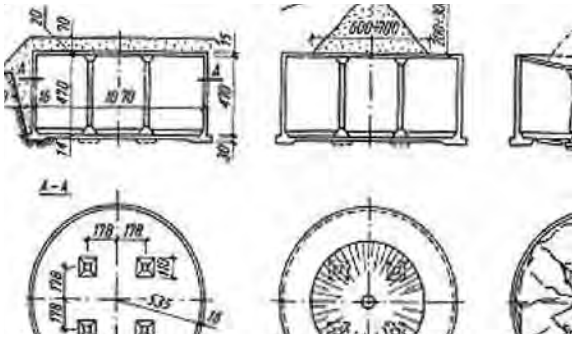
Jak widać z powyższego, w znacznej części typów stropów, dla otrzymania ekstremalnych wartości ugięć jest konieczna możliwość niezależnego obciążania poszczególnych pół obciążeniem zmiennym.

W przypadku stropów o dużych rzutach i znacznej liczbie pól przewidzianych do niezależnego obciążenia, celem zmniejszenia liczby schematów obciążenia można, praktycznie bez szkody dla dokładności wyników, zastosować następujące postępowanie. **Jako jeden schemat obciążenia można uznać jednoczesne rozłożenie obciążeń zmiennych na dwóch, lub więcej obszarach, o ile te obciążone obszary będą wzajemnie odpowiednio odległe.**

Można zalecić, **aby dla każdego schematu obciążeń zmiennych obciążone obszary modelu rozdzielone były co najmniej dwoma obszarami nieobciążonymi**. Reguła ta obowiązuje oczywiście dla obu kierunków. Warunek zgodności sumy obciążeń zmiennych musi być w pełni zachowany. Sytuację taką pokazano na rys. 7, na którym obszary obciążone rozdzielone są co najmniej dwoma obszarami nieobciążonymi w każdą stronę.

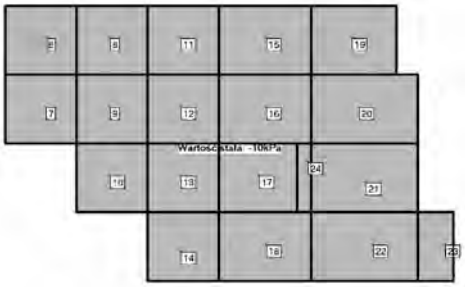
Zastosowanie tego sposobu obciążania pozwala **na ograniczenie liczby schematów obciążeń zmiennych do dziewięciu**. Przy doborze obszarów obciążenia modelu zaleca się wnikliwe przeanalizowanie lokalnych warunków podparcia płyty stropowej.

Rys. 6. Wartości ugięć płyty stropowej w zaznaczonych punktach (1÷4) w zależnosci od jej sposobu podparcia: a) na ścianach $b = 0{,}15$m b) na ścianach $b = 0{,}4$m c) na tarczach $b = 0{,}30$m d) na belkach $h = 0{,}60$m e) na belkach h=0,30m f) strop płytowo-słupowy



Rys. 7. Jednoczesne zadawanie obciążeń na oddalonych polach (podano dla przykładu dwa schematy obciążenia).

Najprostszym sposobem postępowania jest (o ile program posiada taką możliwość) usytuowanie wszystkich obciążeń zmiennych za jednym razem na całym stropie, a następnie wskazanie obszarów, których obciążenia traktowane są jako niezależne schematy. Przykład takiego postępowania w programie ABC-Płyta [M1] pokazano na rysunku 8.



Rys. 8. Przykład rozłożenia obciążenie zmiennego q = 10kN/m2 pomiędzy poszczególne pola (schematy 6÷23). Na obszarze na którym przypadkowo nie zaznaczono udziału obciązenia, program wygenerował dodatkowy schemat (24)

5. UGIĘCIA Z UWZGLĘDNIENIEM: ZARYSOWANIA, PEŁZANIA I SKURCZU

Z uwagi na wagę zagadnienia omówimy zagadnienie całościowo przy przyjęciach założeń normy [N3] na przykładowo przyjętych najpopularniejszych elementach konstrukcyjnych. Inne podejście może znaleźć Czytelnik min. w [1],[3]. Ponadto przedstawiono wpływ historii obciążenia na wartości ugięć końcowych, co może w konkretnych sytuacjach uwidocznić dodatkowe znaczne rezerwy w stosunku do rutynowego postępowania projektowego.

5.1. Metody obliczania

W [N3] powołane są dwie metody obliczania ugięć: metoda zwana dalej **„metodą sztywności obszarowej”** i metoda „dokładniejsza” nazwana tutaj dalej **„metodą sztywności lokalnej”**.

5.1.1. Obliczanie ugięć podane ogólnie w [N3] zwane dalej „metodą sztywności obszarowej”

Punktem wyjścia tej metody obliczania ugięć są stwierdzenia [N3] mówiące, że:

- „*Elementy, w których – jak się oczekuje – obciążenie nie przekroczy poziomu mogącego spowodować osiągnięcie wytrzymałości betonu na rozciąganie w jakimkolwiek przekroju, rozpatruje się jako niezarysowane.*
- *Elementy, w których – jak się oczekuje – powstaną rysy, ale które mogą być nie w pełni zarysowane, zachowują się w sposób pośredni pomiędzy warunkami panującymi w elementach niezarysowanych a warunkami w elementach w pełni zarysowanych.*”

W dotychczasowej normie [N1] doprecyzowano powyższe stwierdzenia mówiąc, że chodzi o „*ugięcie elementów mających stałe wymiary przekroju poprzecznego w przypadku, gdy całe obciążenie jest długotrwałe lub całe obciążenie jest krótkotrwałe*”

Stwierdzenia te, nakierowane są na obliczenie ugięć bez wspomagania komputerowego, sprowadzając określenie sztywności przekroju do przekroju najbardziej wytężonego. Pozwala to na względnie prawidłowe oszacowanie ugięć jedynie w niektórych typach elementów konstrukcyjnych.

Wskazany sposób z uwzględnieniem wpływów reologicznych można zapisać symbolicznie jako:

- dla obciążeń wyłącznie doraźnych

$$a_0 = a\,\frac{B_{spr}}{B_0} \tag{6}$$

- dla obciążeń wyłącznie długotrwałych

$$a_\infty = a\,\frac{B_{spr}}{B_\infty} \tag{7}$$

w których:

a – ugięcie sprężyste pod wpływem rozważanego obciążenia (zwykle dla obciążeń quasi-stałych pochodzących od obciążeń grawitacyjnych i nie mechanicznych),

B_{spr} – sztywność giętna, sprężysta przekroju, przyjęta w obliczeniach statycznych,

B_0 B_∞ – odpowiednie sztywności doraźne i długotrwałe określone w przekrojach maksymalnych momentów uwzględniające ewentualne zarysowania.

Zapis ten można, co jest oczywiste, rozciągnąć także na sytuację obciążeń całkowitych złożonych z obciążeń długotrwałych i doraźnych.

Metodologia określenia sztywności jako funkcji struktury przekroju, jego wytężenia i wpływów reologicznych określona została szczegółowo w normie [N3] i będzie tutaj w pełni respektowana.

Nie wchodząc w szczegóły, określenie ugięć dla danego punktu w elemencie sprowadza się, przy znajomości ugięcia w danym miejscu dla materiału liniowo sprężystego, do określenia odpowiednio wartości B_0 względnie B_∞ w przekroju maksymalnego momentu..

W przypadku obciążeń skupionych, aby uniknąć zawyżenia wartości ugięcia, powinna to być uśredniona wartość maksymalna z pewnego obszaru – stąd przyjęta nazwa metody odniesiona ogólnie do elementów powierzchniowych. Analizując ugięcia elementów płytowych należy każdorazowo wziąć pod uwagę sztywność w kierunku decydującym o wartości ugięcia (niekoniecznie będzie to mniejsza ze sztywności Bx, By).

5.1.2. Obliczanie ugięć nazwane w [N3] „dokładniejszą metodę oceny ugięć" a zwane dalej „metodą sztywności lokalnej".

Metoda ta, zgodnie z zapisem [N3] p.7.6.3 (7) polega na „*obliczaniu krzywizn w przekrojach gęsto rozmieszczonych wzdłuż elementu, a następnie obliczeniu ugięcia przez całkowanie numeryczne*" Zapis ten dla elementów płaskich odnosić należy niezależnie w dwóch kierunkach.

Obliczenie sztywności w poszczególnych przekrojach i kierunkach jest identyczne jak uprzednio opisane. W przypadku elementów hiperstatycznych wyznaczone w ten sposób krzywizny wywołują nowy układ reakcji, co prowadzi przy tym samym obciążeniu do nowego rozkładu momentów zginających i z kolei do nowych wartości krzywizn. Procedurę powtarza się, aż do chwili, gdy kolejne wartości ugięć będą różnić się wystarczająco mało od poprzednich. Stąd, metoda ta nazywana jest także **„metodą iteracyjną"**.

W stosunku do elementów płaskich mamy obliczeniowo do czynienia z wielokrotnym rozwiązaniem płyty ortotropowej, gdzie w każdym elemencie skończonym występują równocześnie dwie ortogonalne sztywności.

5.1.3. Obliczanie ugięć od skurczu

Norma [N3] wprowadziła obowiązek uwzględnienia przy obliczaniu elementów zginanych ugięć wywołanych skurczem. Chodzi o uwzględnienie faktu, że równomiernemu skurczowi elementu przeciwstawia się umieszczone w nim zbrojenie, zwykle rozłożone niesymetrycznie względem osi poziomej, co prowadzi do powstania krzywizny, a w efekcie do ugięcia.

- W przypadku elementów niezarysowanych ugięcie będzie miało miejsce jedynie w sytuacji niesymetrycznego zbrojenia, przy czym wygięcie elementu odbywa się w kierunku większego zbrojenia. W przypadku zbrojenia symetrycznego, w elementach niezarysowanych ugięcie nie wystąpi.
- W przypadku elementów zarysowanych ich wygięcie nastąpi w kierunku strefy rozciąganej od obciążeń grawitacyjnych.

W normie [N3] podano zasady określania spowodowanej skurczem krzywizny, którą w domniemaniu odnosić należy do przekroju najbardziej wytężonego.

Normowy wymóg uwzględnienia ugięcia od skurczu w stosunku do „dokładniejszej metody obliczenia ugięć" wymaga określenia krzywizny od skurczu w każdym elemencie skończonym, a w skończonych elementach płaskich także w obu niezależnych kierunkach. W ten sposób uwzględnić można rozłożenie zbrojenia na długości (powierzchni) elementów. W elementach płytowych prowadzi to do rozwiązania płyty ortotropowej obciążonej lokalnie odkształceniami.

5.2. Obliczenia porównawcze.

5.2.1. Założenia do obliczeń

Podane niżej przykładowe wyniki obliczeń szczegółowych (uzyskane z zastosowaniem programu ABC-Płyta [M1]) wskazują jedynie na pewne proporcje wartości ugięć uzyskiwanych różnymi metodami, a w sytuacjach szczegółowych, w zależności od sposobu konstruowania zbrojenia, mogą się istotnie różnić.

Aby możliwe było porównywanie obliczeń prowadzonych różnymi metodami i na różnego typu elementach potrzebna była maksymalna standaryzacja danych wyjściowych. Tak więc, we wszystkich obliczeniach przyjęto szereg danych jako niezmienne.

Obliczenia zostały przeprowadzone dla elementów płytowych o grubości h = 0,24m wykonanych z betonu *C*25/30 względnie, w umotywowanych przypadkach, z betonu *C*50/60.

We wszystkich elementach (za wyjątkiem wspornika) przyjęto rozpiętość podstawową 6,00m. Szerokość elementów liniowych określono jako 0,2m, traktując elementy jako zginane walcowo.

Przyjęto wkładki zbrojeniowe o średnicy $ø$ = 16mm ze stali B500SP a otulinę zbrojenia zewnętrznego c = 3,2cm.

Jako obciążenie stałe przyjęto wyłącznie ciężar własny (γ_F = 1,35) pozostałe obciążenie traktując jako zmienne obciążenie magazynowe ψ_{01} =1 (γ_F = 1,50). Założono, że obciążenie zmienne obciąża jednocześnie cały strop.

Dla każdej sytuacji tak dobierano obciążenie zmienne, aby maksymalny moment przęsłowy wymagał stopnia zbrojenia ρ = 0,5% względnie 1,5% (nawiązując do wartości podanych w tablicy 4.7N normy [N3]). Zbrojenie rozkładano na rzucie pasmami, w sposób nawiązujący do powszechnie stosowanego. Były to jednak decyzje arbitralne, stąd uzyskane w ten sposób wartości ugięć należy traktować jako przypadki szczególne, jakkolwiek dość reprezentatywne.

Obliczając ugięcie przyjęto działanie na całym elemencie obciążenie ciężarem charakterystycznym i quasi-stałym obciążeniem zmiennym o wartości 60% obciążenia charakterystycznego ujmując w ten sposób częściowo obciążenia stałe.

Dla ujęcia wpływów długotrwałych przyjęto, jako stałe:

- beton wykonany na cemencie zwykłym, utrzymywany w temperaturze +20°C,
- obciążenie o charakterze długotrwałym przyłożone w 28 dniu od zabetonowania oraz 5-cio dniową pielęgnację elementów po zabetonowaniu,
- wilgotność powietrza RH =75%, co szacunkowo odpowiada 2 miesięcznemu przebywaniu konstrukcji z bezpośrednim dostępem powietrza zewnętrznego, a następnie ukrycie konstrukcji w obudowie,
- wartość ugięcia po 70 latach (w 25500 dniu).

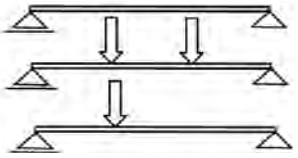
5.2.2. Wyniki obliczeń

5.2.2.1 Wspornik

Wspornik o rozpiętości 1,5m			
stopnień zbrojenia ρ	wartości maksymalnych ugięć [mm]		
	metodą sztywności obszarowej	metodą sztywności lokalnej	od skurczu metodą dokładniejszą
0,5%	3,6	2,20	0,57 (26%)
1,5%	5,0	4,73	1,45 (31%)

Zwraca tu uwagę, dla ugięć od obciążeń grawitacyjnych, silne uzależnienie relacji pomiędzy wynikami uzyskanymi metodą sztywności obszarowej i metodą sztywności lokalnej od stopnia zbrojenia. Ugięcia od skurczu w obu rozważanych przypadkach zwiększały ugięcia od obciążeń grawitacyjnych o ok. 30%.

5.2.2.2. Belka swobodnie podparta

Belka swobodnie podparta 				
typ obciążenia	stopnień zbrojenia ρ	wartości maksymalnych ugięć [mm]		
		metodą sztywności obszarowej	metodą sztywności lokalnej	od skurczu metodą dokładniejszą
ciągłe	0,5%	33,7	31,6	5,48 (17%)
	1,5%	39,0	38,6	7,86 (20%)
2 siły skupione	0,5%	34,0	31,8	5,56 (17%)
	1,5%	39,6	39,3	7,79 (20.%)
1 siła skupiona	0,5%	30,9	28,3	5,01 (18%)
	1,5%	33,3	32,7	7,44 (23%)

Widzimy, że wyniki uzyskane dla belki swobodnie podpartej metodą sztywności obszarowej nie różniły się istotnie od wartości uzyskanej metoda dokładniejszą. Jednocześnie wpływ skurczu okazał się dla takiej belki istotny, wynosząc od 17 do 23% ugięć od obciążeń grawitacyjnych.

5.2.2.3. Belka dwuprzęsłowa

Belka dwuprzęsłowa			
stopnień zbrojenia ρ / klasa betonu	wartości maksymalnych ugięć [mm]		
	metodą sztywności obszarowej	metodą sztywności lokalnej	od skurczu metodą dokładniejszą
0,5% /C 25/30	21,2	17,1	3,31 (19%)
1,5% /C 50/60	24,0	21,0	3,86 (18%)

Aby można było w przęśle zastosować zbrojenie o stopniu ρ = 1,5% co pociąga za sobą odpowiednio większe zbrojenie podporowe, zaszła konieczność podniesienia klasy betonu, ze stosowanej tutaj standardowo klasy *C*25/30 na klasę *C*50/60

5.2.2.4. Przęsło wewnętrzne belki ciągłej.

Przęsło wewnętrzne belki ciągłej			
stopnień zbrojenia ρ / klasa betonu	wartości maksymalnych ugięć [mm]		
	metodą sztywności obszarowej	metodą sztywności lokalnej	od skurczu metodą dokładniejszą
dla zbrojenia minimalnego wyznaczonego lokalnie przez program			
0,5% /C 25/30	15,6	13,6	3,19 (23%)
1,5% /C 50/60	18,9	17,6	3,36 (19%)
dla zbrojenia przyjętego zgodnie z zasadami konstrukcyjnymi.			
0,5%/C 25/30	15,6	11,1	2,50 (23%)
1,5%/C 50/60	18,9	13,8	2,54 (18%)

Aby można było w przęśle zastosować zbrojenie o stopniu 1,5% zaszła jak uprzednio konieczność podniesienia klasy betonu, ze stosowanej tutaj standardowo klasy *C*25/30 na klasę *C*50/60

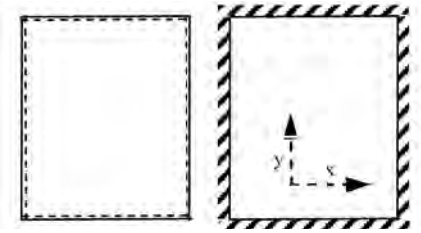
Dla belek ciągłych przy zbrojeniach przyjętych przez autora wg ogólnych zasad, ugięcia obliczone wg metody sztywności lokalnej były mniejsze od ugięć wyznaczonych metoda sztywności obszarowej średnio o 28%, a więc istotnie.

Ugięcia od skurczu w badanych belkach ciągłych stanowiły dodatek o wartości od 18-23% ugięć od obciążeń grawitacyjnych.

We wszystkich powyższych analizach przyjmowano zbrojenie pasmami wg powszechnie stosowanych zasad. Dla porównania, dla przęsła środkowego belki ciągłej podano wartości ugięć przy przyjęciu zbrojenia wykazanego przez program w każdym elemencie jako zbrojenie konieczne, czyli bez konstrukcyjnego ingerowania w podłużny rozkład zbrojenia. Widzimy, że wartości ugięć uzyskane na podstawie metody dokładniejszej różniły się istotnie od uzyskanych uprzednio z uwzględnieniem zasad rozmieszczania zbrojenia. Potwierdza to nie nowy wniosek, **że obliczając ugięcia należy zawsze uwzględniać rzeczywiście, ostatecznie przyjęte zbrojenie**.

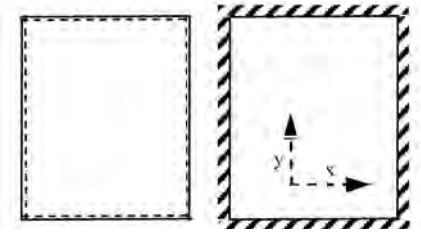
5.2.2.5 Płyta krzyżowo zbrojona

Płyta krzyżowo zbrojona
o wymiarach l_y=7,2m i l_x=6m
Stopnień zbrojenia
ρ = 0,5% /klasa betonu *C*25/30



schemat statyczny płyty	sposób zazbrojenia	wartości maksymalnych ugięć [mm]		
		metodą sztywności obszarowej	metodą sztywności lokalnej	od skurczu metodą dokładniejszą
swobodnie podparta	zbrojenie wymagane	26,1	13,2	2,60 (20%)
	zbrojenie przyjęte		13,1	2,62 (20%)
zamocowana	zbrojenie wymagane	15,0	9,7	1,74 (18%)
	zbrojenie przyjęte		8,0	1,72 (22%)

Płyta krzyżowo zbrojona
o wymiarach l_y=7,2m i l_x=6m
Stopnień zbrojenia ρ = 1,5%



schemat statyczny	sposób zazbrojenia / klasa betonu	wartości maksymalnych ugięć [mm]		
		metodą sztywności obszarowej	metodą sztywności lokalnej	od skurczu metodą dokładniejszą
swobodnie podparta	zbrojenie wymagane C25/30	34,0	46,1	6,02 (13%)
swobodnie podparta	zbrojenie przyjęte C25/30	34,0	37,2	5,52 (15%)
	zbrojenie przyjęte – C50/60	30,5	25,6	4,40 (17%)
zamocowana	zbrojenie wymagane C50/60	28,5	29,0	3,77 (13%)
	zbrojenie przyjęte – C50/60		19,2	3,41 (18%)

Wyniki obliczenia ugięć wg metody sztywności lokalnej, w przypadku słabego zbrojenia, wykazały znacznie mniejsze (niekiedy o 50%) ugięcia niż obliczone metodą sztywności obszarowej. Nie należy jednak tych wyników traktować jako sytuacji zachodzącej zawsze.

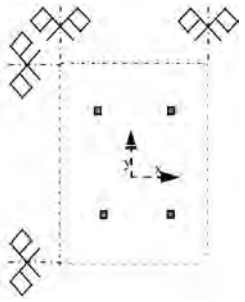
W przypadku płyt swobodnie podpartych silnie zbrojonych (stopnień zbrojenia ρ =1,5%), z uwagi na niską klasę betonu (*C*25/30) i prawie pełne wykorzystanie nośności strefy ściskania betonu, uzyskano sytuację odwrotną i to zarówno, gdy rozłożenie zbrojenia następowało wg lokalnie wymaganych przez program wartości, jak i gdy zbrojenie rozłożono zgodnie z zaleceniami normy [N1]. Dopiero w przypadku, znacznego zwiększenia wytrzymałości betonu (*C*50/60), wyniki ugięć uzyskane na podstawie metody sztywności lokalnej były mniejsze niż uzyskane na podstawie metody sztywności obszarowej.

W przypadku płyty zamocowanej na obwodzie założony stopień zbrojenia przęsłowego można było uzyskać tylko stosując beton o wyższej wytrzymałości (*C*50/60). W tej sytuacji istotnie mniejsze wartości ugięć uzyskano przy stosowaniu metody sztywności lokalnej w stosunku do wyników metody sztywności obszarowej jedynie przy rozplanowaniu zbrojenia zgodnie z zaleceniami [N1], co w mniejszym lub większym stopniu ma zawsze miejsce.

W analizowanych płytach, przy zbrojeniu zgodnym z normą [N1] obliczone ugięcia od wpływu skurczu wynosiły ok. 15÷22%.

5.2.2.6. Pole wewnętrzne ustroju płytowo-słupowego

Pole wewnętrzne ustroju płytowo-słupowego



stopnień zbrojenia ρ /klasa betonu	sposób zazbrojenia	metodą sztywności obszarowej	metodą sztywności lokalnej	od skurczu metodą dokładniejszą
0,5% / C25/30	zbrojenie wymagane	33,6	23,5	4,14 (18%)
	zbrojenie przyjęte		18,2	3,89 (21%)
1,5% / C50/60	zbrojenie wymagane	42,0	34,9	6,70 (19%)
	zbrojenie przyjęte		28,6	6,32 (22%)

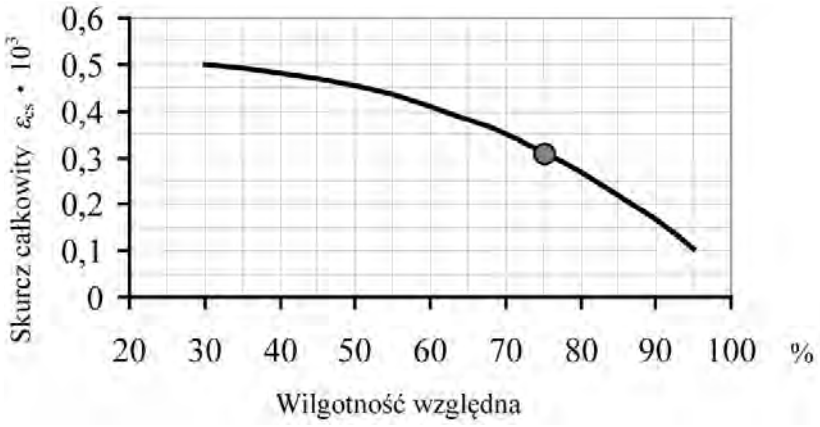
W tym przypadku stopień zbrojenia ρ odniesiono do dolnego zbrojenia w paśmie słupowym, w kierunku długości pola (kierunek *y*). Dla silnego zbrojenia (ρ =1,5%) konieczne było zastosowanie betonu o wyższej wytrzymałości. We wszystkich rozważanych przypadkach nastąpiło obliczeniowe lokalne – przy słupach-przeciążenie strefy podporowej.

Jak w przypadku płyt krzyżowo zbrojonych obliczenia ugięć od obciążeń grawitacyjnych metodą sztywności lokalnej wykazały znacznie mniejsze wartości niż przy obliczeniach prowadzonych metodą sztywności obszarowej, szczególnie w sytuacji uwzględnienia typowego rozkładu zbrojenia. Uzyskano w tym przypadku ugięcia mniejsze o ok. 40%.

Wpływ skurczu, przy przyjętych założeniach oscylował w granicach 18÷22% w stosunku do ugięć od obciążeń grawitacyjnych liczonych metodą sztywności lokalnej.

5.2.2.7. Uwagi ogólne

Odnośnie uzyskiwanych wartości ugięć od skurczu należy zwrócić uwagę na ogromną czułość ostatecznej wartości skurczu liczonego wg [N3] od wartości wilgotności. Przykładowo, dla sytuacji jak w omawianych przykładach, wartość ostateczna skurczu w zależności od wilgotności zmieniała się w sposób pokazany niżej, na rys. 9.



● – wartość przyjęta w przykładach

Rys. 9. Zależność skurczu całkowitego od wilgotności względnej – wartość przyjęta w przykładach

Proces narastania odkształceń skurczowych w części zależnej od wysychania przedstawiono na rys.10 i towarzyszącej tablicy dla [N3] (skrót EC2), jak i dla poprzedniej normy [N1] (skrót PN02,). Widzimy bardzo znaczące zróżnicowanie szybkości narastania skurczu w ujęciu obu tych norm

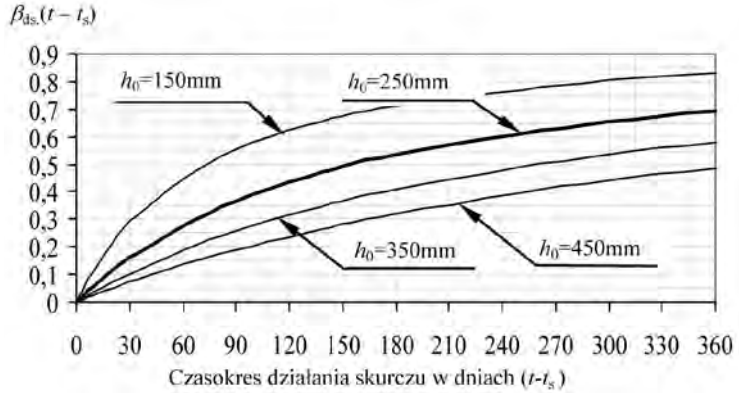
Rozpatrując proces narastania odkształceń skurczowych wg EC2 [N3], widzimy, że po miesiącu od ukończenia pielęgnacji mamy zrealizowane jedynie 15% wartości skurczu docelowego od wysychania, a po 3 miesiącach jedynie nieco powyżej 30% wartości skurczu docelowego. Po pół roku następuje realizacja nieco ponad 50% wartości docelowej.

Podane wartości odnoszą się do założonej grubości sprowadzonej $h_0 = 250$mm

Ponieważ w przebiegu narastania skurczu od wysychania wielką rolę ogrywa grubość sprowadzona h0 elementu, na rys.11 przedstawiono te współzależności.

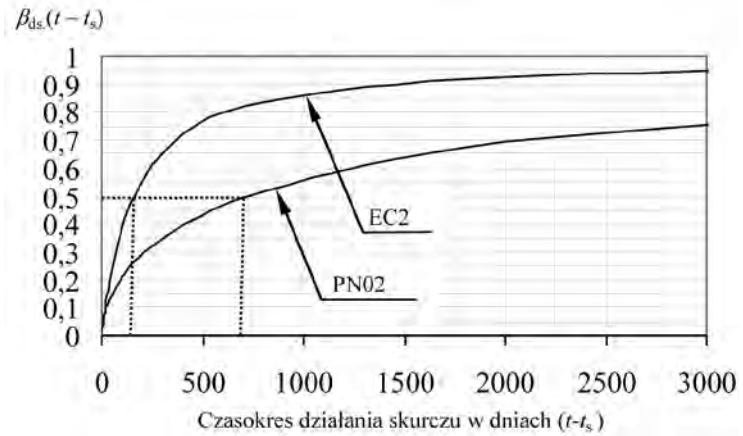
Widzimy, że jeżeli w przypadku płyt bardzo cienkich ($h_0 = 150$mm) po miesiącu następuje realizacja prawie 30% wartości skurczu docelowego, to w płytach o znacznej grubości ($h_0 = 450$mm) w tym samym okresie wartość skurczu wynosi niespełna 7% wartości docelowej.

Tym niemniej, biorąc pod uwagę, że po okresie jednego miesiąca dla typowych stropów realizacja wartości odkształceń skurczowych wynosi ok. 20% wartości docelowej, a całkowite ugięcia od skurczu balansują w okolicach 20% ugięć od obciążeń grawitacyjnych, nie wydaje się celowym uwzględnianie przy liczeniu ugięć wpływu zmiany wilgotności konstrukcji na wartości ugięć wywołane skurczem. Należy, zdaniem autora, w tych przypadkach przyjąć wilgotność konstrukcji jak dla sytuacji docelowej.



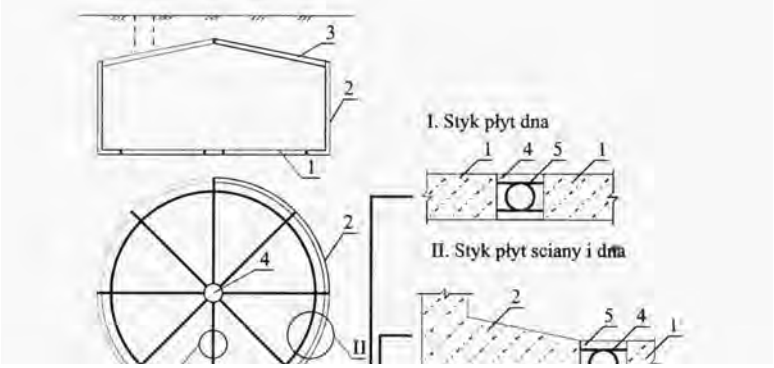
Rys.10. Wpływ czasu działania skurczu ($t–t_s$) na relatywną wartość zrealizowanych odkształceń skurczu od wysychania $\beta_{ds}.(t–t_s)$ wg EC2[N3] i wg. PN02[N2] (przyjęto $t_s = 5$, $h_0 = 250$mm)

$(t – t_s)$	EC2	PN02
1	0,006	0,021
2	0,013	0,030,
3	0,019	0,037
5	0,031	0,048
7	0,042	0,056
10	0,059	0,067
14	0,081	0,080
21	0,117	0,098
28	0,150	0,112
90	0,363	0.199
130	0,451	0,237
180	0,532	0,276
360	0,695	0,376
720	0,820	0,498
1800	0,919	0,672
3600	0,958	0,789



Rys.11. Uwarunkowanie przebiegu narastania skurczu w funkcji zarówno przebiegu czasu jak i grubości sprowadzonej elementu h_0

W przedstawionej uprzednio analizie porównawczej przyjęte za EC2 [N3] stopnie zbrojenia ρ = 0,5% i ρ =1,5% można uznać jedynie jako swego rodzaju punktowe wyznaczniki. Dlatego niżej (rys.12) przedstawiono dla orientacji, dla pokazanej uprzednio płyty prostokątnej podpartej na obwodzie (*C*25/30), relacje ugięcia od skurczu do ugięcia od obciążeń grawitacyjnych w zależności od wymaganego stopnia zbrojenia, tym razem w sytuacji trwałej wilgotności RH=40%. Wartości określono dla zbrojenia wymaganego przez program.



Rys. 12. Stosunek ugięć od skurczu a(skurczu) do ugięć od obciążeń grawitacyjnych a(grawitacyjne) w zależności od stopnie zbrojenia ρ dla wilgotności względnej RH = 40% (płyta krzyżowo zbrojona o pozostałych danych jak w przykładach powyżej), 1- punkt oddzielający płytę niezarysowaną od zarysowanej.

Widzimy, że stosunek ugięcia od skurczu do ugięcia od obciążeń grawitacyjnych silnie zależy od wymaganego stopnia zbrojenia wahając się w szerokich granicach, w szczególności przy niskich stopniach wymaganego zbrojenia.

Jeżeli, co ma zwykle miejsce, zakładamy własny rozkład zbrojenia (pokrywający zwykle z nadmiarem zbrojenie wymagane programem), to spodziewać się należy w stosunku do wykazanych wartości: zmniejszenia ugięć od obciążeń grawitacyjnych przy jednoczesnym zwiększeniu ugięć od skurczu. W efekcie następuje wzrost stosunku ugięć od skurczu do ugięć od obciążeń grawitacyjnych. W analizowanych przez autora przypadkach wzrost tego stosunku osiągnął nawet 40%.

5.3. Obliczanie ugięć z uwzględnieniem historii obciążenia.

5.3.1. Sprecyzowanie zagadnienia

Jak wskazuje wieloletnie doświadczenie, jeżeli nie popełniono błędów w czasie realizacji konstrukcji, to obserwowane ugięcia są w większości przypadków znacznie mniejsze niż to wynika z rutynowych (zgodnych z normami) obliczeń.

W wielu więc przypadkach, zarówno dozbrajanie konstrukcji z uwagi na wykazane w obliczeniach ugięcia jak i częste wzmacnianie istniejących konstrukcji z tytułu wykazanych obliczeniowo nadmiernych ugięć jest po prostu zbyteczne.

Przyczyna jest prosta.

Nadmierne wartości obliczanych ugięć, pomijając małą precyzje tych wyliczeń a często zbyt duże uproszczenie modelu, wynikają zwykle między innymi z uwagi na to, że zakładany proces obciążania konstrukcji jest niezgodny z rzeczywistym procesem jej obciążania.

Przy projektowaniu, zamiast zwiększania zbrojenia konstrukcji z tytułu przekroczenia ugięć dopuszczalnych, lub dla częściowego zmniejszenia konieczności jej dozbrojenia z uwagi na potencjalne zbyt duże ugięcia, można wprowadzić wymogi dotyczące przebiegu obciążania konstrukcji, w szczególności w pierwszym etapie jej realizacji. Wynika stąd wniosek, że projektant powinien przyjąć cykl realizacji ustroju, wpisać go do projektu i obliczenia ugięć przeprowadzić zgodnie z przyjętym cyklem. Ponieważ szczegółowy dobór zbrojenia następuje na

etapie wykonywania rysunków konstrukcyjnych, cykl wznoszenia obiektu może być bez trudu uzgodniony z wykonawcą

Przy sprawdzaniu istniejącej konstrukcji zanim przystąpi się do ewentualnego wzmacniania z uwagi na potencjalną możliwość nadmiernych ugięć, należy odtworzyć przebieg jej obciążania. W tym przypadku praktycznie nie ma kompletnie sensu liczenia ugięć konstrukcji dla czasu zaszłego. Przy sprawdzaniu konstrukcji mamy bowiem **znany, pomierzony, stan zastany**. Jedynym sensownym obliczeniem jest w tym przypadku oszacowanie spodziewanego przyrostu ugięć.

W przykładowej sytuacji, gdy mamy dla danego stropu sufit podwieszony i jednocześnie podniesioną podłogę, to wartości ugięć do momentu zainstalowania podłogi nie mają dla eksploatacji ustroju żadnego znaczenia. Istotne mogą być jedynie wartości przyrostów ugięć od momentu zamontowania ścianek działowych.

5.3.2. Metodologia obliczania

Metodologia obliczania przyrostów ugięć jest w zasadzie elementarna jednak nieco żmudna. Jak bowiem wiadomo, normowe wzory na określenie sztywności przekroju, a w konsekwencji ugięć długotrwałych **ujmują zawsze łącznie**:

- obciążenie doraźne danym obciążeniem
- odkształcenia reologiczne (pełzanie) pod danym obciążeniem narastające w czasie aż do czasu analizowanego wieku betonu t, oraz skurcz w czasie do analizowanego wieku betonu.

Tak więc przyrost ugięć z uwzględnieniem wpływów reologicznych $\Delta a(t_1,t_2)$ w interwale czasowym od wieku t_1 do wieku t_2 przy stałych wszystkich innych parametrach przekroju, obciążenia i środowiska (wilgotność, temperatura) będzie zawsze różnicą pomiędzy
a_2 = ugięcie liczone dla przyjętych parametrów w wieku od t_0 do t_2
a_1 = ugięcie liczone dla przyjętych (tych samych co wyżej) parametrów w wieku od t_0 do t_1
gdzie t_0 jest wiekiem betonu w chwili pierwszego obciążenia.

Stąd przyrost ugięć $\Delta a(t_1,t_2)$ w czasie od t_1 do t_2

$$\Delta a(t_1,t_2) = a_2\,(t_0,\, t_2) - a_1\,(t_0,\, t_1) \tag{8}$$

Wszystkie ugięcia liczymy jak dla obciążeń długotrwałych.

Powyższy wzór wyraża jedynie przyrost ugięć reologicznych przy stałej wartości obciążenia, eliminuje bowiem (przez różnicowanie) odkształcenia doraźne wywołane przyłożeniem obciążenia. Jeżeli więc w przedziale czasu od t_1 do t_2 działa inne obciążenie niż do momentu t_1 to doliczyć należy przyrost $\Delta a_{dor}(t_{1-},\, t_{1+})$ odkształceń doraźnych.

$$\Delta a_{dor}(t_{1-},\, t_{1+}) = a_{dor}(t_{1+}) - a_{dor}\,(t_{1-}) \tag{9}$$

gdzie: $a_{dor,}(t_{1+})$ = ugięcie od całości obciążenia w chwili t_{1+}
$a_{dor}\,(t_{1-})$ = ugięcie od całości obciążenia w chwili t_{1-}

Różnicowanie ugięć jest konieczne, bo nie mamy tu związku liniowego. Może się okazać, że w chwili (t_{1-}) mamy konstrukcję niezarysowaną, a w chwili dołożenia obciążenia w chwili (t_{1+}) konstrukcja będzie już pracowała jako zarysowana. Nawet, gdy w chwili (t_{1-}) konstrukcja była by zarysowana, to zasięg tego zarysowania może być zupełnie inny niż w chwili (t_{1+}).

Powyższy sposób uwzględnienia doraźnej części ugięć, jest pewnym oszacowaniem z niedomiarem.

Jedynie w pierwszym przedziale czasowym nie potrzebujemy doliczać odkształceń doraźnych od obciążeń działających długotrwale, gdyż w tym przedziale nie następuje różnicowanie ugięć reologicznych

$$\Delta a_1(t_0, t_1) = a_1 (t_1 - t_0) - a_1 (t_0 - t_0) = a_1 (t_1 - t_0) - 0 = a_1 (t_1 - t_0) \tag{10}$$

a wartość $a_1 (t_1 - t_0)$ zawiera i odkształcenia doraźne i reologiczne.

Przyjmując jako podstawę powyższe założenia, i w pełni respektując wzory zawarte w EC2 [N3] (tożsame w tym zakresie z poprzednią normą PN02 [N1], pierwszą czynnością jest podzielenie czasokresu życia konstrukcji na w miarę jednorodne pod względem przewidywanej sytuacji odcinki czasowe. Jest to wbrew pozorom czynność o tyle trudna, że przetwarzanie się konstrukcji jest procesem ciągłym, zwykle bez wyraźnych granic.

Dużą trudnością może być założenie wieku przyłożenia obciążenia. W konstrukcjach monolitycznych będzie to moment rozszalowania, w konstrukcjach prefabrykowanych będzie to funkcja sposobu składowania elementów. Następnie w pewnym przedziale czasowym zakładane są warstwy wyrównawcze, warstwy podłogowe i różnego typu instalacje, ścianki działowe, czasem także ściany zewnętrzne obciążające konstrukcję stropu.

Należy pamiętać, że często przejściowym obciążeniem stropu, o trudnym do sprecyzowania czasie trwania, są obciążenia wykonawcze. Właśnie obciążeniami realizacyjnymi, w tym także od składowania materiałów i wykonywanych wyżej kondygnacji można tłumaczyć zaskakujące niekiedy sytuacje, a mianowicie obserwowane także w fazie przed eksploatacyjnej:

- znaczne ugięcia stropów przy minimalnych lub praktycznie przy braku zarysowań dolnej krawędzi stropów;
- bardzo liczne o małej rozwartości zarysowania, wyraźnie pochodzenia siłowego, przy znikomych wartościach ugięć.

Ostatnimi obciążeniami są oczywiście obciążenia zmienne uwzględniane zwykle w części długotrwałej. W tym przypadku jawi się nieuregulowany normowo problem, czy przy obliczaniu ugięć obciążenia zmienne rozkładać jednocześnie na całym obszarze, czy też rozkładać je w sposób „najmniej korzystny". Autor jest zwolennikiem tego pierwszego sposobu, choć współczesne wspomaganie komputerowe pozwala bez trudności realizować także ten drugi sposób. Chodzi bowiem o to, że trudno sobie wyobrazić stałą konfiguracje obciążeń zmiennych przez okres 70 lat. Wyjątkiem będą tu magazyny.

Na procesy reologiczne ma wpływ, co koniecznie trzeba uwzględnić, zmiana wilgotności środowiska. Trzeba koniecznie rozróżnić okres kiedy konstrukcja jest otwarta ($RH = 80\%$) i kiedy została zamknięta i na dodatek ogrzana ($RH = 40 \div 50\%$) .

Tylko projektant przy projektowaniu nowych obiektów względnie rzeczoznawca przy analizie obiektów istniejących jest w stanie przeprowadzić separacje czasową sytuacji w miarę jednorodnych.

Ważne jest jeszcze uwzględnienie ugięć od skurczu. Wartości ugięć od skurczu mogą być ewentualnie także przyporządkowane omówionym wyżej przedziałom czasowym i przyrost ugięcia od skurczu liczy się wtedy z zależności $\Delta a_{cs} (t_1,t_2)$, w interwale czasowym od wieku t_1 do wieku t_2 przy stałych wszystkich innych parametrach, jako różnica pomiędzy:
a_{cs2} = ugięcie od skurczu obliczone dla przyjętych parametrów w wieku od t_s do t_2

a_{cs1} = ugięcie od skurczu obliczone dla tych samych parametrów w wieku od t_s do t_1
gdzie t_s jest wiekiem betonu w chwili rozpoczęcia procesów skurczowych, stąd:

$$\Delta a_{cs}\,(t_1, t_2) = a_{cs2}\,(t_s, t_2) - a_{cs1}\,(t_s, t_1) \tag{11}$$

Także i w przypadku obliczania ugięć od skurczu różnicowanie ugięć nie jest potrzebne w pierwszym przedziale czasowym.

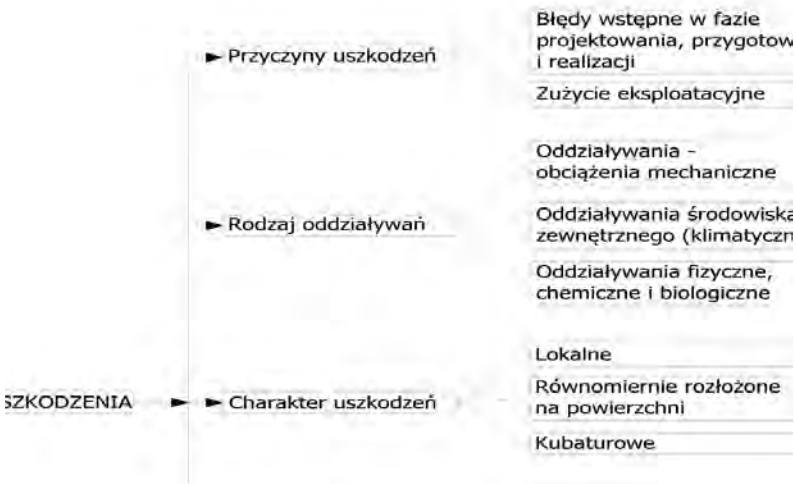
Autor uważa, że o ile obliczanie ugięć od obciążeń grawitacyjnych z uwzględnieniem zmiennej intensywności obciążenia i warunków wilgotnościowych jest w szeregu sytuacji zasadne, to obliczenia ugięć od skurczu należy wykonywać jednorazowo dla sytuacji docelowej.

Ta przydługa procedura obliczania ugięć (jakkolwiek ułatwiona odpowiednim wspomaganiem komputerowym), ma sens jedynie wtedy, gdy przyjmując niekorzystnie, że mamy jeden przedział czasowy do t = 25500 dni, uzyskujemy wyniki wymagające dozbrojenia przekroi z uwagi na ugięcia, względnie przy sprawdzaniu ustroju istniejącego występuje konieczność jego wzmocnienia.

W typowych sytuacjach należy się spodziewać, że uwzględnienie zróżnicowania w czasie obciążenia i wilgotności otoczenia spowoduje istotne zmniejszenie obliczeniowych wartości ugięć w stosunku do wartości uzyskiwanych na podstawie obliczeń rutynowych.

Na marginesie należy dodać, że stosowanie powyższej procedury, w każdym razie z podziałem na dwa przedziały czasowe jest wymuszone przepisami normy EC2[N3]. W normie tej wymaga się niezależnego sprawdzenia przyrostu ugięć od chwili zainstalowania ścianek działowych.

Zanim zilustrujemy omawianą procedurę na przykładzie przedstawimy dla lepszej orientacji maksymalne wartości funkcji pełzania $\varphi(\infty, t_0)$ w zależności od wilgotności środowiska RH (w %) i wieku betonu w chwili nałożenia obciążenia t_0 (rys.13)



Rys.13. Maksymalne wartości funkcji pełzania $\varphi(\infty, t_0)$ w zależności od wilgotności środowiska RH (w %) i wieku betonu w chwili nałożenia obciążenia t0 (wartości te określono dla płyty stropowej o grubości h = 0,24m która może wysychać obustronnie i jest wykonana z betonu C25/30)

Jak jest to wyraźnie widoczne na rys. 13 znamienny jest wpływ na końcową wartość współczynnika pełzania $\varphi(\infty, t_0)$ zarówno wieku betonu w chwili przyłożenia obciążenia t_0 jak i wilgotności środowiska *RH*, w której beton przebywa. Tak więc uwzględnienia tych wpływów nie należy zaniedbywać.

5.3.3 Przykład

Płyta żelbetowa o wymiarach 8,4×8,4×0,24m oparta na obwodzie bez możliwości oderwania, wykonana z betonu *C*25/30 na cemencie zwykłym w temperaturze 20°C i w takiej pielęgnowana, zbrojona wkładkami *ø*12 ze stali B500SP, zabezpieczona w środowisku XC1 otuliną o grubości 20mm. Płyta obciążona ciężarem własnym $\gamma = 25\text{kN/m}^3$ ($\gamma_G = 1{,}15$), obciążeniem stałym $\Delta g = 1{,}5\ \text{kN/m}^2$ ($\gamma_G = 1{,}15$) i obciążeniem zmiennym jak dla miejsc zebrań (w tym ścianki) $q = 8{,}0\ \text{kN/m2}$ ($\gamma_Q = 1{,}5$). Dla kombinacji quasi-stałej przyjęto:
ciężar własny × 1,0, $\Delta g \times 1{,}0 = 1{,}5 \times 1{,}0 = 1{,}5\ \text{kN/m}^2$, $q \times \psi_2 = q \times 0{,}60 = 8 \times 0{,}6 = 4{,}8\text{kN/ m}^2$.

Dla tych wartości wyliczono zbrojenie konieczne, a następnie zbrojenie to znormalizowano w pasma w sposób typowy ($\rho_x = 0{,}33\%$, $\rho_y = 0{,}37\%$).

Obliczenia ugięć od wpływów pełzania przeprowadzono programem ABC-Płyta metodą „dokładniejszą" wg EC2[N3], polegającą na numerycznym całkowaniu krzywizn lokalnych. Przyjęto pierwsze obciążenie w wieku 21 dni.

Okres *t* = 21÷100dni, *RH* = 80%, obciążenie: ciężar własny

Obciążenie długotrwałe

$a_{(21\text{-}100)} = 6{,}4\text{mm}$

Obciążenie doraźne

$a_{dor(100\text{-})} = 3{,}3\ \text{mm}$

W tym okresie płyta była niezarysowana.

Okres *t* = 100÷25500dni, *RH* = 40%, obciążenie quasi-stałe: ciężar własny +
+ ($\Delta g = 1{,}5\ \text{kN/m}^2$)+ ($q \times \psi_2 = 8 \times 0{,}6 = 4{,}8\text{kN/m}^2$).

$a_{(21\text{-}25500)} = 31{,}2\text{mm}$

$a_{(21\text{-}100)} = 20{,}5\text{mm}$

Przyrost odkształceń

$\Delta a_{(100\text{-}25500)} = 10{,}7\text{mm}$

Obciążenie doraźne

$a_{dor(100+)} = 8{,}1\ \text{mm}$

Przyrost odkształceń doraźnych w chwili t =100 dni od zmiany wartości obciążeń

$\Delta a_{dor(100\text{-} + 100+)} = a_{dor(100+)} - a_{dor(100\text{-})} = 8{,}1 - 3{,}3 = 4{,}8\text{mm}$.

Prognozowane ugięcie

$a_{(21\text{-}25500)} = a_{(21\text{-}100)} + \Delta a_{(100\text{-}25500)} + \Delta a_{dor(100\text{-} + 100+)} = 6{,}4 + 10{,}7 + 4{,}8 = 21{,}9\text{mm}$

Uzyskane wartości porównać można z podejściem rutynowym wyrażonym wyżej wartością $a_{(21\text{-}25500)} = 31{,}2\text{mm}$.

W powyższym przykładzie uwzględnienie wpływu czasu, zmiennych wartości obciążeń i wilgotności otoczenia pozwoliło zredukować rutynowo wstępnie oszacowane ugięcia o 30%.

Na marginesie podamy, że stosując metodę sztywności obszarowej dla parametrów przyjmowanych rutynowo otrzymalibyśmy $a_{(21\text{-}25500)} = 61{,}7\text{mm}$.

Dodatkowo obliczone ugięcie od skurczu, dla przyjętego zbrojenia i warunków jak dla okresu t =100÷25500dni, wyniosło:

$$a_{cs(21\text{-}25500)} = 7{,}4\text{mm}.$$

Tak więc można oszacować, że całkowite ugięcie ujmujące wpływy pełzania i skurczu wyniosłoby

$$a_{(21\text{-}25500)} + a_{cs(21\text{-}25500)} = 21{,}9\text{mm} + 7{,}4\text{mm} = 29{,}3\text{mm}.$$

5.3.4. Podsumowanie

Przedstawione obliczenia, jakkolwiek o bardzo ograniczonym zakresie dają jednak pewną orientację, pomocną dla wyboru metody oszacowania ugięć elementów stropowych.

Znajdujemy potwierdzenie, że dla obciążeń grawitacyjnych metoda bazująca na krzywiźnie w miejscu maksymalnego momentu zginającego (tutaj nazywana metodą sztywności obszarowej), nie obarcza zbyt dużym błędem elementów belkowych swobodnie podpartych, a większym elementy belkowe ciągłe.

Metoda ta nie powinna być stosowana do szacowania wartości ugięć wsporników belkowych i płytowych, płyt krzyżowo zbrojonych, stropów płytowo słupowych. Dla szacowania ugięć tych elementów powinno się stosować metodę dokładniejszą, zwaną tutaj metodą sztywności lokalnej.

Stosując obliczanie ugięć metodą sztywności lokalnej należy ugięcia obliczać dla zbrojenia ostatecznie przyjętego, a nie jedynie wymaganego lokalnie przez program, choć nie zawsze błąd z tego tytułu był znaczny.

Wartości ugięć od skurczu w obliczanych przykładach wahały się w granicach od 13 do 31% oscylując jednak głównie na poziomie 20%, w stosunku do ugięć określonych dla obciążeń grawitacyjnych metodą sztywności lokalnej. Ugięcia te określono jednak dla liberalnych warunków przyjmując wilgotność względną na poziomie 75%. Przy mniejszym poziomie wilgotności wartości te były by odpowiednio większe. Należy jednak pamiętać, że obliczenia prowadzono na elementach, których zbrojenie wynosiło co najmniej 0,5%. W przypadku słabszego zbrojenia ugięcia od skurczu będą relatywnie mniejsze.

Uwzględnienie wpływu czasu, zmiennych wartości obciążeń i wilgotności otoczenia pozwala znacznie zredukować obliczeniowe wartości ugięć w stosunku do wartości ugięć liczonych dla założeń rutynowych, stąd postępowanie takie należy uznać za zasadne.

Literatura

[1] Kuczyński W,: *Konstrukcje żelbetowe. Kontynualna teoria zginania żelbetu*. PWN, Warszawa 1971.

[2] Starosolski W. *Komputerowe modelowanie betonowych ustrojów inżynierskich, Wybrane zagadnienia*, wyd.V, Tom 1 i 2, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2013

[3] [3] Starosolski W.: *Konstrukcje żelbetowe*, wyd.14, PWN – Warszawa, Tom 1: 2012.Tom 2- 2013.

Normy

[N1]PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[N2]PN-EN 1990:2004/Ap1:2004, Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.

[N3]PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,

Materiały nie recenzowane.

[M1] Grajek K. ABC-Płyta. Wersja 6.14 Opis programu. Wyd. Pro-Soft. Gliwice 20013.

[M2] Grajek K. ABC-Obiekt 3D. Wersja 6.14 Opis programu. Wyd. Pro-Soft. Gliwice 2013.

TOWARDS MORE PRECISE ESTIMATION OF CEILINGS DEFLECTION – SELECTED ISSUES

Andrzej ŁAPKO[1]

WYBRANE PROBLEMY EKSPLOATACYJNE ISTNIEJĄCYCH ZBIORNIKOW ŻELBETOWYCH

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono charakterystykę konstrukcyjną żelbetowych zbiorników na ciecze i silosów i przeanalizowano przyczyny najczęściej notowanych w krajowej praktyce eksploatacyjnej stanów awaryjnych oraz katastrof tych obiektów inżynierskich. Zwrócono uwagę na błędy popełniane zarówno na etapie projektowania, wykonawstwa jaki i eksploatacji. Opisano wybrane zasady i reguły projektowania i wykonawstwa zbiorników żelbetowych ujęte w normach europejskich, które uwzględniają aspekty zwiększenia trwałości konstrukcji zbiorników oraz niezawodności ich pracy zabezpieczających przed wystąpieniem stanów awaryjnych. Opisano wybrane przykłady awarii żelbetowych zbiorników na ciecze i silosów oraz współczesne metody naprawy i wzmocnienia ich konstrukcji.

SŁOWA KLUCZOWE: zbiorniki żelbetowe na ciecze, żelbetowe silosy, trwałość, awarie budowlane, szczelność zbiorników, wzmocnienia konstrukcji

1. WPROWADZENIE

Problematyka dotycząca projektowania i eksploatacji żelbetowych konstrukcji zbiorników na ciecze i na ośrodki sypkie (silosów) doczekały się w naszym kraju kilku opracowań monograficznych [1], [2], [3], [4] oraz setek publikacji naukowo-technicznych. Należy przy tym zauważyć, że wymienione obiekty inżynierskie wykazują podwyższony stopień ryzyka wystąpienia awarii lub nawet zagrożenie katastrofą. Z tego względu w ośrodkach badawczych ciągle prowadzone są prace studialne i badania na modelach zbiorników i obiektach rzeczywistych.

[1] prof. dr hab. inż., lapko@pb.edu.pl – Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Analiza dość licznie występujących uszkodzeń, awarii i katastrof zbiorników na ciecze i silosów wykazuje, że ich przyczyny tkwią nie tylko w błędach wykonawczych lub niezgodnych z przepisami sposobów eksploatacji tych obiektów, ale często wynikają także z błędnych założeń na etapie projektowania [15].

Niezwykle ważne jest zatem rozpoznanie w fazie projektowania realistycznych stanów naprężeniowych w konstrukcji komór zbiorników i silosów, wywołanych złożoną kombinacją obciążeń i oddziaływań. Na etapie założeń do projektu zbiornika konieczna jest zatem wnikliwa ocena oddziaływań wewnętrznych i zewnętrznych, które mogą wpływać na zachowanie się tych konstrukcji w czasie wykonawstwa i bieżącej eksploatacji. Zagadnienia te omówiono w Eurokodzie 0 [6].

Zasadom wyznaczania obciążeń w zbiornikach na ciecze i silosach poświęcono oddzielny obszerny tom Eurokodu 1–4 [7], natomiast specyficzne reguły wymiarowania tych konstrukcji omówiono w Eurokodzie 2–3 [9]. Jednakże wymienione normy charakteryzują się licznymi ograniczeniami i uproszczeniami [13], [14]. Przykładowo, składowane w silosach ośrodki sypkie charakteryzują się zmiennością parametrów w objętości zbiornika, a także w funkcji czasu składowania, zatem oddziaływania tych ośrodków na ściany często mogą różnić się od rozkładów rzeczywistych. Konieczna jest również analiza niezawodności tych obiektów [5].

W niniejszej pracy przeanalizowano najbardziej typowe problemy projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne w żelbetowych zbiornikach na ciecze i silosach wraz z analizą przyczyn ich występowania oraz uwzględnieniem nowoczesnych sposobów napraw i prac remontowych.

2. PROBLEMY EKSPOLOATACJI ŻELBETOWYCH ZBIORNIKÓW NA CIECZE

2.1. Przegląd problemów eksploatacyjnych

Zbiorniki żelbetowe wykonuje się w celu przechowywania i/lub poddawania procesom technologicznym rozmaitych substancji ciekłych.

Kształt jak i parametry geometryczne tych zbiorników uzależnione są od rodzaju cieczy i warunków pracy zakładów eksploatujących zbiorniki, w tym od specyfiki procesów technologicznych (np. w stacjach uzdatniania i magazynowania wody pitnej, zakładach oczyszczalni ścieków), czy obiektach przemysłowych zużywających magazynowaną wodę [2], [3]. Konstrukcje te powinny być objęte wymaganiem wnikliwej weryfikacji projektów, stosownie do aktualnych wymagań technicznych.

Statystyki awarii konstrukcji budowlanych w Polsce wskazują, że zbiorniki na ciecze są obiektami budowlanymi często podlegającymi awariom [15]. Potwierdzają to analizy przyczyn uszkodzeń, a nawet katastrof obiektów zarówno w fazie tuż po wybudowaniu, jak też zbiorników rekonstruowanych po dłuższym okresie eksploatacji. Wśród wielu przyczyn takiego stanu można upatrywać braki lub błędy w projektowaniu, przejawiające się w następujących sytuacjach:

- ograniczenie się do projektowania elementów konstrukcji głównie w aspekcie nośności, z pominięciem kontroli stanów granicznych użytkowalności,
- pomijanie problematyki trwałości konstrukcji oraz obciążeń wyjątkowych,
- częsty brak wymaganej specyfikacji materiałowej, w tym brak opisu składu mieszanki betonowej,
- występujące często usterki w zakresie konstruowania zbrojenia, w tym nagminny brak zbrojenia przypowierzchniowego, wymaganego na przeniesienie naprężeń skurczowych i termicznych,

- brak specyfikacji środków technicznych zapewniających szczelność betonu w miejscach przerw roboczych lub szczelin dylatacyjnych, np. taśm uszczelniających.

2.2. Projektowa i eksploatacyjna trwałość zbiorników na ciecze

2.2.1. Oddziaływania eksploatacyjne w zbiornikach na ciecze

Podstawowym obciążeniem eksploatacyjnym w zbiornikach żelbetowych jest ciśnienie cieczy, jednak nie jest ono jedyną przyczyną występowania sił wewnętrznych w przekrojach ścian i dna zbiornika. W fazie projektowania należy zwrócić szczególną uwagę na wszystkie inne oddziaływania, analizując kombinacje obciążeń wymienionych w Eurokodach [6], [7], [9]. W przypadku zbiorników podziemnych newralgiczną sytuacją do powstawania sił wewnętrznych w przekroju jest praca zbiornika pustego obsypanego, a nie przypadek tzw. próby szczelności zbiornika napełnionego, nieobsypanego. Z tego typu sytuacją mamy do czynienia jedynie w przypadku zbiorników zagłębionych lub częściowo zagłębionych w gruncie. Również oddziaływanie termiczne jest dość znacznym obciążeniem zbiornika na ciecz (gorącą lub ochłodzoną), powodując gradient temperatury na zewnętrznej i wewnętrznej powierzchni ścian, a także różnicę temperatury ekstremalnej danego zbiornika i temperatury, w jakiej został wykonany. Powstawanie znacznych sił wewnętrznych ma także miejsce w przypadku nierównomiernego nagrzania promieniami słonecznymi pustego zbiornika [19].

Podczas projektowania musimy również pamiętać o oddziaływaniach dynamicznych. Tego typu oddziaływania mogą występować, gdy do ścian czy przekrycia mocowane są różnego rodzaju urządzenia technologiczne.

Innym problemem obliczeniowym jest zachowanie się elementów konstrukcyjnych zbiorników żelbetowych na ciecze w stadiach przed eksploatacją. Właśnie w tych stadiach pojawiają się specyficzne obciążenia takie jak: skurcz betonu i odkształcenia termiczne. Obciążenia te powstają na skutek samoocieplenia betonu, gdy niedojrzały jeszcze beton nie osiąga określonej wytrzymałości [12]. Tego typu zjawisko prowadzi do powstawania rys, które mogą zagrozić szczelności zbiornika. Również, wykonanie zbiornika z uwzględnieniem podziału na działki robocze wiąże się z pewnymi dodatkowymi zabiegami związanymi z zapewnieniem szczelności przerw roboczych, a także z przeanalizowaniem pracy statycznej wydzielonych fragmentów [20].

2.2.2. Wymagania projektowe w zakresie zapewnienia szczelności zbiorników

W Eurokodzie 2 PN-EN 1992-3:2008 [9] zbiornikom żelbetowym na ciecze przypisano następujące klasy szczelności:

- Klasa 0 – zbiorniki, w których dopuszcza się pewien przeciek, lub przeciek ten nie ma większego znaczenia, a dopuszczalną szerokość rysy określa się dla poszczególnych konstrukcji żelbetowych w zależności od ich klas ekspozycji,
- Klasa 1 – zbiorniki, w których dopuszcza się nieduży przeciek (miejscowe zawilgocenie i przemakanie), ograniczając przy tym szerokość rozwarcia rys do wartości pozwalającej na samouszczelnienie, w stosunkowo krótkim czasie,
- Klasa 2 – zbiorniki, w których przecieki są minimalne, a co za tym idzie nie pogarszają wyglądu powierzchni, co oznacza, że nie można dopuścić do tego, aby rysa przecinała całą grubość ściany lub płyty dennej,
- Klasa 3 – zbiorniki, w których przecieki są w ogóle niedopuszczalne.

W klasie szczelności 0 warunki obliczeniowe są najbardziej tolerancyjne. Dodatkowo można przyjąć wymagania zawarte w PN-EN 1992-1-1 [8], podobnie jak dla zwykłych konstrukcji, tj. ograniczając szerokość rys do wartości granicznych w_{max} przedstawionych poniżej w tabeli 1.

Tabela 1. Zalecane wartości w_{max} (mm), w zależności od przyjętej klasy ekspozycji wg [8]

<table>
<tr><td rowspan="2">Klasa ekspozycji</td><td>Elementy zbrojone i sprężone z cięgnami bez przyczepności</td><td>Elementy sprężone z cięgnami z przyczepnością</td></tr>
<tr><td>Prawie stała kombinacja obciążeń</td><td>Częsta kombinacja obciążeń</td></tr>
<tr><td>XO, XC1</td><td>0,4[1)]</td><td>0,2</td></tr>
<tr><td>XC2, XC3, XC4</td><td rowspan="2">0,3</td><td>0,2[2)]</td></tr>
<tr><td>XD1, XD2, XS1, XS2, XS3</td><td>Dekompresja</td></tr>
<tr><td colspan="3">Uwaga 1: Dla klas ekspozycji XO, XC1 szerokości rys nie wpływają na trwałość i ograniczenia są ustalone do zagwarantowania akceptowalnego wyglądu.
W przypadku braku takich warunków ograniczenia te można złagodzić.
Uwaga 2: Dla tych klas ekspozycji zaleca się dodatkowo sprawdzenie dekompresji przy prawie stałej kombinacji obciążeń.</td></tr>
</table>

W klasie szczelności 1. należy ograniczyć szerokość rys do wartości w_{k1}. W przypadku konstrukcji zbiorników na wodę zalecana wartość w_{k1} zdefiniowana jest jako funkcja ilorazu parcia hydrostatycznego, h_D na ścianę (wysokość słupa wody w [m]) i grubości h konstrukcji ściany zbiornika.

$$w_{k1} \Leftrightarrow f\left(\frac{h_D}{h}\right) \tag{1}$$

Przy $\frac{h_D}{h} \leq 5$, graniczna szerokość rysy wynosi $w_{k1} = 0{,}2$ mm, natomiast, w sytuacjach gdy $\frac{h_D}{h} \geq 35$, $w_{k1} = 0{,}05$mm.

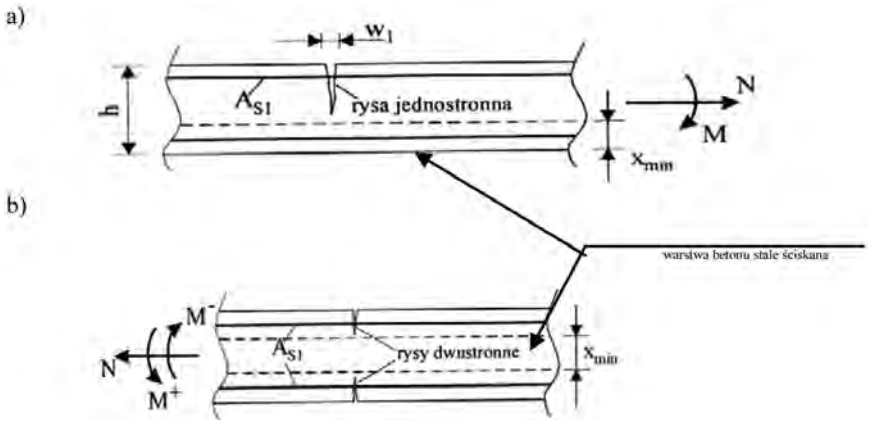
W przypadku wartości pośrednich h_D/h można stosować liniową interpolację pomiędzy wartościami 0,2mm i 0,05mm.

W klasie szczelności 2. należy eliminować możliwość powstania rys przelotowych, które mogą wystąpić na całej grubości przekroju, chyba że zostaną zastosowane specjalne rozwiązania (np. okładziny ścian lub szwy dylatacyjne z zastosowaniem taśm uszczelniających). Problematykę tę omówiono w p. 2.4.

Aby osiągnąć wymagane zabezpieczenie dla konstrukcji zbiorników w klasach szczelności 2 i 3 w takim zakresie, aby rysy nie przecinały całej grubości przekroju, obliczeniowy zasięg strefy ściskanej w betonie powinien być co najmniej równy wartości x_{min} obliczonej dla quasi stałej kombinacji oddziaływań. W przypadku momentu jednego znaku wytyczne Eurokodu pokazano na rys.1a. Zalecana wartości x_{min} wynosi:

$$x_{min} \geq 0{,}2h \;\text{ lub }\; x_{min} \geq 50\text{mm} \tag{2}$$

Dodatkowo, w klasach szczelności 2 lub 3, gdy przekrój poddany jest oddziaływaniom o zmiennych znakach, należy rozważyć powstanie rys po obu stronach wysokości przekroju, o ile da się udowodnić, że środkowa warstwa przekroju będzie zawsze poddawana ściskaniu (rys. 1b). Naprężenia w takim przekroju powinny być obliczane z pominięciem wytrzymałości betonu na rozciąganie. Sposób określenia zasięgu x_{min} dla przypadku momentów znakozmiennych podano na rys. 1b.



Rys.1. Schemat określenia x_{min} w przypadku: a) rysy jednostronnej, b) rys dwustronnych wg [14]

Projektując zbiornik żelbetowy na ciecz z reguły należy zapewnić 2 lub 3 klasę szczelności. Ponadto, oprócz zapełnienia danej klasy szczelności, należy pamiętać o następujących zasadach:

- zastosowaniu minimalnego zbrojenia,
- wykonaniu zbiornika ze szczelnego betonu,
- użyciu deskowań bezściągowych,
- stosowaniu dylatacji skurczowych podczas betonowania,
- uszczelnieniu przerw roboczych, przejść rur przez ściany i dno.

2.3. Szczelność konstrukcji zbiorników w trudnych warunkach eksploatacji

Cechą podstawową w eksploatacji zbiorników żelbetowych na ciecze jest ich szczelność. Należy podkreślić, że projektowanie zbiorników żelbetowych na stan graniczny nośności nie jest wystarczające, gdyż ostre wymagania związane ze szczelnością sprawiają, że podstawą do ustalenia grubości ścian i ilości zbrojenia jest uwzględnienie stanu granicznego zarysowania.

Warunkiem koniecznym normalnego funkcjonowania zbiornika na ciecze w czasie eksploatacji jest szczelność jego elementów konstrukcji. Pod tym względem zbiorniki żelbetowe wymagają specjalnego traktowania, z uwagi na właściwości betonu.

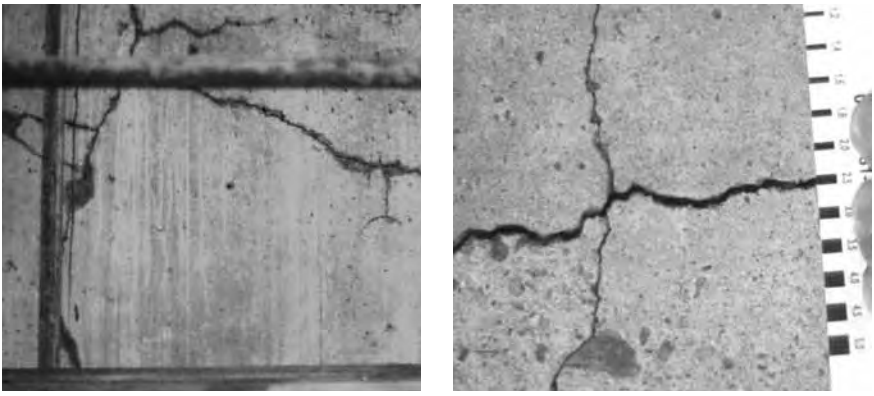
W celu zapewnienia szczelności zbiornika na wodę wystarczy wykonać ściany i dno ze szczelnego betonu. Przy cieczach o małej lepkości środki te są niewystarczające; szczelność uzyskuje się wówczas przez uszczelnienie powierzchni wewnętrznej zbiornika. Poniżej podano główne wymagania niezbędne do uzyskania szczelnego betonu:

- krzywa przesiewu kruszywa powinna odpowiadać normie,
- zawartość cementu w $1m^3$ gotowego betonu powinna być nie mniejsza od 300–350kg,

- w celu zwiększenia szczelności należy dodawać 100–200kg drobnego pyłu kwarcowego,
- nie można usuwać powstałej na zewnętrznym licu elementów betonowych warstewki o dużej szczelności zawierającej większą ilość cementu,
- beton musi być bardzo dokładnie wibrowany,
- beton powinien być odpowietrzany przy równoczesnym wibrowaniu (zmniejszenie liczby porów).

W przypadku zbiorników na ciecze nieagresywne dla betonu wystarczy wykonanie, na wewnętrznej powierzchni ścian i dna, tynku lub gładzi. Przy wykonywaniu tynku lub gładzi na już uprzednio gotowym i stwardniałym betonie ścian i dna należy zwrócić specjalną uwagę na wpływ skurczu betonu. W chwili nanoszenia tynku odkształcenia skurczowe konstrukcji zbiornika są początkowo większe od odkształceń warstwy tynku. Dla uzyskania równoczesnego i jednakowego odkształcenia ścian i tynku należy ściany przed nałożeniem tynku obficie polewać wodą, aby spowodować pęcznienie betonu. Może to zapobiec zarysowaniu tynku lub gładzi, w czasie eksploatacji zbiornika.

Lepszą przyczepność do betonowych ścian uzyskuje się przez mechaniczne narzucenie tynku w kilku cienkich warstwach metodą torkretowania. Torkretowanie stosuje się również przy uszczelnianiu zbiorników wadliwie wykonanych lub zarysowanych w czasie eksploatacji (rys. 2). Omawiając sposoby uszczelniania zbiorników zarysowanych trzeba zwrócić uwagę na fakt, że wypełnienie rys lub pęknięć w ścianach iniekcjami cementowymi tylko na powierzchni jest niewystarczające. Z powodu skurczu zaprawy cementowej wprowadzonej do rys i pęknięć, po pewnym czasie, ściany stają się znów nieszczelne.



Rys. 2. Przykłady zarysowania ścian zbiorników na ciecze

Dobre wyniki przy uszczelnianiu rys można uzyskać za pomocą iniekcji z mas plastycznych. Stosowane masy plastyczne odznaczają się dobrą przyczepnością do betonu, brakiem skurczu, dostateczną płynnością w chwili wtłaczania do rys i możliwością wypełniania porów w głębi betonu, wystarczającą długotrwałą elastycznością, umożliwiającą przemieszczenia ścian.

Ponadto wymaga się, aby masa plastyczna nie wykazywała cech starzenia i nie przekazywała wodzie pitnej żadnego ubocznego smaku. Przy omówieniu szczelności ścian nie sposób pominąć tak zwanego samouszczelnienia betonu. Zawarte w wodzie drobne cząsteczki pochodzenia organicznego lub mineralnego osiadają w porach betonu, zmniejszając je lub zamykając całkowicie. Nasiąknięcie betonu wodą powoduje pęcznienie, a więc zwiększenie szczelności.

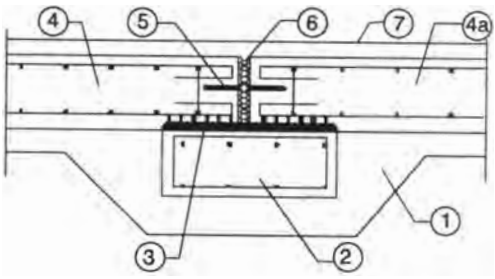
W ten sposób można wyjaśnić powstawanie rys w początkowej fazie eksploatacji zbiorników i wystąpienie po pewnym czasie pełnej szczelności.

Trudnym zadaniem jest wykonanie ścian zbiornika z betonu nieprzepuszczającego niektórych olejów (mineralnych o małej lepkości, jak np. tetralina, benzyna, benzol). Oleje te w krótkim czasie przenikają przez warstwę izolacyjną. Praktyka wykazała, że beton wodoszczelny, nawet bardzo starannie wykonany, nie stanowi przeszkody dla przepływu takich cieczy, z uwagi na jego strukturę kapilarno porowatą. Jeżeli kapilary wypełnia woda, to wskutek znacznej lepkości nie dochodzi do jej przepływu, natomiast ciecz mniej lepka, jak benzyna, przepływa przez kapilary bez trudu. W tym przypadku stosuje się uszczelnianie betonu środkami chemicznymi i mechanicznymi lub przez wypełnienie porów w betonie wodą i utrzymanie jej pod odpowiednim ciśnieniem.

Z tradycyjnych środków chemicznych do uszczelnienia betonów najczęściej stosowane jest szkło wodne, które daje dobre efekty przy olejach gęstych, natomiast przy olejach o małej lepkości stosuje się fluaty. Oleje gęste, o wysokiej temperaturze przenikają również przez beton. W tym przypadku ściany zbiorników uszczelnia się również przez fluatyzowanie powierzchni wewnętrznej. Fluatyzowanie przeprowadza się na starannie wykonanej gładkiej powierzchni wewnętrznej nakładając powłokę z fluatu o temperaturze 50°C. Po wyschnięciu pierwszej warstwy nakłada się kolejną warstwę gorącego fluatu. Następnie wykonuje się warstwę zaprawy z Eironitu, pod płytki ceramiczne na spoinach o szerokości 0,5 do 0,8cm.

2.4. Dylatacje w zbiornikach na ciecze

W zbiornikach na ciecze zaliczanych do klasy szczelności 2 lub 3 należy rozważyć zastosowanie przerw dylatacyjnych, spełniających wymogi szczelności. Z uwagi na zjawiska termiczne wywoływane ciepłem wiązania cementu, skurcz twardniejącego betonu, uwarunkowania technologiczno-organizacyjne prowadzenia robót oraz uwarunkowania statyczno-konstrukcyjne kształtowania połączeń pomiędzy poszczególnymi ich elementami, stosuje się różne rozwiązania techniczne przerw dylatacyjnych. Przykładowe rozwiązanie konstrukcji przerwy dylatacyjnej dna zbiornika podano na rys. 3 za pracą [17].

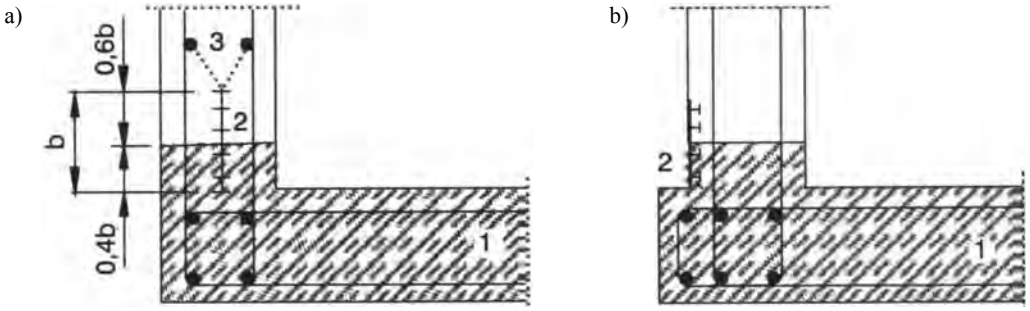


Rys. 3. Dylatacja płyty dennej zbiornika [17]: 1 – podłoże gruntowe, 2 – ława żelbetowa, 3 – taśma TEPD, 4 – płyta dna zbiornika, 5 – taśma uszczelniająca, 6 – wypełnienie elastyczne

Szczelność zbiornika przed infiltracją wody gruntowej zapewnia specjalna taśma TEPD jednostronnie profilowana, celem uzyskania przyczepności do betonu. Taśma KBS umieszczona w środku grubości płyty zapewnia szczelność zbiornika. Szczelinę dylatacyjną wypełnia się materiałem trwale elastycznym, zazwyczaj na bazie kauczuku.

Szczególne znaczenie mają przerwy robocze w styku żelbetowych ścian zbiornika z płytą denną. Ściany zbiorników na ciecze o rozległych wymiarach rzutu konstruowane są zazwyczaj jako ściany oporowe, pracujące w schemacie wspornikowym.

W przekrojach połączenia ścian z płytą denną mamy do czynienia ze znacznymi wartościami momentów zginających. Przerwy robocze w procesie betonowania mogą doprowadzić do wytworzenia się rys poziomych. Celem uszczelnienia styku w tym przekroju stosuje się taśmy umieszczone wewnątrz przekroju ściany – rys. 4a, lub na jej powierzchni zewnętrznej – rys. 4b.



Rys. 4. Uszczelnienie połączenia płyty dennej ze ścianą za pomocą taśm, według pracy [17]: a) – taśmą wewnętrzną, b) – taśmą zewnętrzną: 1 – płyta denna, 2 – taśma uszczelniająca, 3 – mocowanie taśmy

Rozwiązanie przedstawione na rysunku 4a jest bardziej korzystne. Z uwagi na obecność deskowania, w przypadku taśm ułożonych na zewnątrz ściany, trudniej jest zapewnić właściwą otulinę betonu, gdyż beton w tym obszarze jest zazwyczaj bardziej porowaty i niejednorodny. Ponadto w chwili usuwania deskowań możliwe jest uszkodzenie tak zamocowanej taśmy.

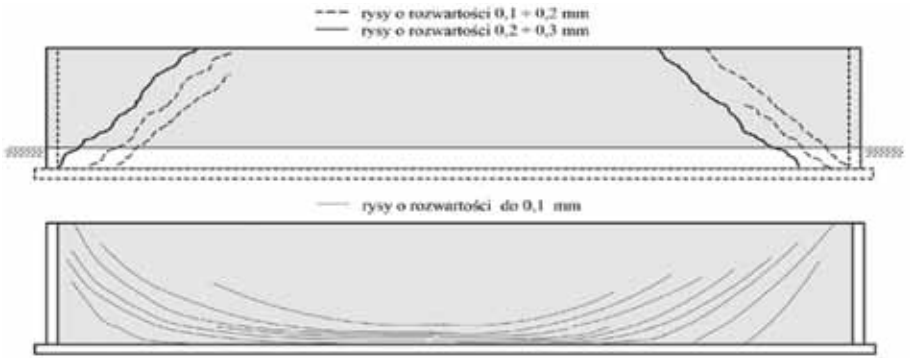
Najczęściej występującymi uszkodzeniami ścian zbiorników są rysy pionowe wywoływane wpływem skurczu i ciepła twardnienia cementu. Nawet wysoki stopień zbrojenia poziomego nie zabezpiecza wydzielonej części ściany przed pojawieniem się rys pionowych. Szczególnie w przypadku wpływów temperatury, wymaga się niekiedy stosowanie specjalnych zabiegów technologicznych. Można zastosować przykładowo układ rur z przepływającą wodą, który pozwala „programować" odkształcenia betonu płyty fundamentowej i ściany w strefie ich styku przez chłodzenie lub grzanie elementów zbiornika o zróżnicowanym stopniu procesu hydratacji betonu [17]. Wstępny, lokalny wzrost temperatury płyty fundamentowej oraz chłodzenie świeżo ułożonego betonu płyty ściennej wywołuje – po wyrównaniu się temperatur w obu elementach – efekt wstępnego sprężenia w dolnej części ściany. Eliminuje się w ten sposób rozciąganie u podstawy ściany zbiornika, czyli w obszarze największego wytężenia przekrojów pod wpływem oddziaływań nałożonych.

2.5. Przykłady awarii zbiorników na ciecze

Przykład 1. Awaria zbiornika oczyszczalni ścieków w wyniku błędów projektowych [23]

Prostopadłościenny pięciokomorowy odkryty żelbetowy zbiornik zaprojektowano w bloku oczyszczalni biologicznej w dużym przedsiębiorstwie drobiarskim. Zbiornik o wymiarach w rzucie 34,80 x 19,60 m zrealizowano na podstawie zamiennej dokumentacji projektowej, w ramach której wykonano uproszczone obliczenia statyczno-wytrzymałościowe traktując ściany podłużne jako wsporniki zakotwione w dnie i na tej podstawie określono zbrojenie. Podczas

próby szczelności, w zewnętrznych ścianach podłużnych wypełnionych komór wystąpiły rysy i pojawiły się wycieki wody, a także zaobserwowano wyraźne wygięcie ściany zewnętrznej jednej z komór, o wartości do ok. 8cm. Wskazało to, nie tylko na niespełnienie warunku szczelności ścian komór, ale także na poważną awarię obiektu związaną z nadmiernie obniżoną nośnością jego konstrukcji [23]. Układ zaobserwowanych rys pokazano na rys. 5a od strony zewnętrznej, a na rys.5b – od strony wewnętrznej. Analiza przyczyn awarii, omówiona przez autorów ekspertyzy zbiornika w pracy [23] wykazała błędy projektowe, w tym zbyt małą grubość płyty dennej oraz liczne i znaczące niedobory zbrojenia ścian.



Rys. 5. Układ rys w ścianie podłużnej zbiornika, które wystąpiły podczas próby szczelności wg [23]: a) – od strony zewnętrznej, b) – od strony wewnętrznej ściany

Przykład 2. Awaryjne zarysowanie ścian zbiornika spowodowane skurczem betonu [24]

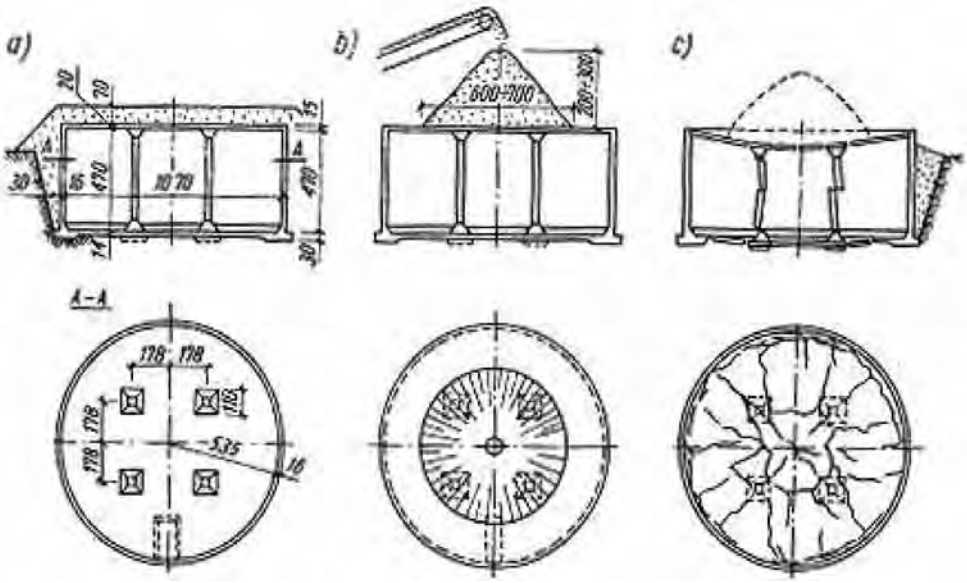
Analizę przyczyn tej awarii opisano w pracy [24]. Awarii uległ cylindryczny zbiornik otwarty, o średnicy wewnętrznej 39,0 m i wysokości mierzonej od góry fundamentu 6 m, wybudowany w oczyszczalni ścieków. Podczas przeprowadzania próby szczelności wykonanego reaktora po wypełnieniu zbiornika wodą do poziomu 3,5m zauważono ślady przecieków na ścianie płaszcza zewnętrznego. Układały się one w regularny ciąg pionowych linii rozmieszczonych na zewnętrznej powierzchni płaszcza reaktora, w jego dolnej części, wzdłuż całego obwodu.

Rys. 6. Układ rys w ścianie cylindrycznego zbiornika w oczyszczalni ścieków, które wystąpiły podczas próby szczelności od strony zewnętrznej, na podstawie pracy [24]

Na rys. 6 pokazano miejsca przecieków zarejestrowane podczas sprawdzenia szczelności. Kierunek rys oraz informacje na temat terminów betonowania poszczególnych elementów zbiornika wskazały, że główną przyczyną powstałych uszkodzeń był skurcz betonu, którego efekty nie zostały przeniesione przez zbrojenie, co zostało poparte analizą obliczeniową.

Przykład 3. Katastrofa spowodowana błędnym sposobem zasypki przekrycia

Płaskie przekrycie zbiornika obsypanego gruntem uległo zniszczeniu, gdy obciążono je siłą niezgodnie z założeniami projektowymi (zwykle przyjmuje się obciążenie równomiernie rozłożone). Takie zniszczenie płaskiej płyty przekrycia przyczyniło się do zniszczenia ustroju wsporczego płyty, co pokazano schematycznie na rys.7. Zostało ono spowodowane przeciążeniem części stropu przez nasypanie gruntu z transportera wskutek braku rozprowadzenia nasypu na całej powierzchni stropu.

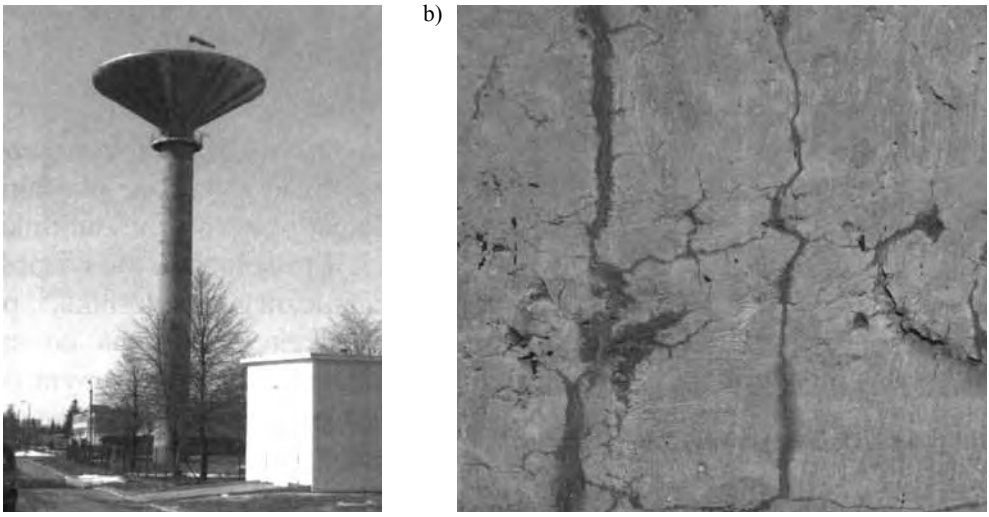


Rys.7. Przykład katastrofy zbiornika, spowodowanej nieprawidłowym wykonaniem nasypu gruntu: a) prawidłowo ustalony nasyp, b) wadliwie wykonany nasyp, c) obraz zniszczenia zbiornika

Przykład 4. Uszkodzenia konstrukcji trzonu wieżowego zbiornika na wodę [16]

Żelbetowy zbiornik na wodę o pojemności 300m^3 został usytuowany na cylindrycznym trzonie. Wysokość całej konstrukcji zbiornika wieżowego wynosi 35,0m. Zbiornik ma dno płaskie, część dolna ściany jest w kształcie powłoki stożka ściętego o grubości 15cm, część górna w kształcie stożka ściętego grubości 10cm jest przekryta płaską płytą kolistą. Zbiornik oparto na trzonie żelbetowym o średnicy 3,0m i grubości ścian 30cm. Ekspertyza wykonana przez autorów pracy [16] wykazała obecność licznych rys w żelbetowym trzonie, przecinających całą grubość jego ściany. Najbardziej rozwarte rysy w ścianie trzonu (rys. 8) stwierdzono na poziomie 24,0m (szerokość od 1,2 do 3,5 mm), czemu towarzyszyła korozja zbrojenia poziomego trzonu. Analiza komputerowa wyjaśniła, że przyczyną tak dużych zarysowań były odkształcenia skurczowe i termiczne, nie uwzględnione na etapie projektowania.

a) b)



Rys. 8. Uszkodzony zbiornik wieżowy [16]: a) – widok ogólny zbiornika, b) – rysy w ścianie trzonu

2.6. Współczesne techniki naprawcze zarysowanych zbiorników na ciecze

W niniejszym punkcie omówiono następujące nowoczesne techniki uszczelniania zbiorników na ciecze:

- Uszczelnianie metodą wodną roztworu koloidalnego (metoda żelu),
- Uszczelnianie za pomocą zaprawy np. KERASAL®,
- Uszczelnianie żywicami np. MC-INJEKT 2300 (MC-INJEKT 2300NV),
- Uszczelnianie styków i przerw roboczych przy pomocy węży iniekcyjnych,
- Zabezpieczenie zbiorników przed działaniem gorących cieczy za pomocą oppanolu,
- Zapewnienie szczelności zbiorników za pomocą betonu ekspansywnego.

Metoda wodna roztworu koloidalnego (metoda żelu) zapewnia trwałe, niezawodne i ekologiczne uszczelnienie zbiorników betonowych, żelbetowych i strunobetonowych. W skład impregnatu wchodzi wodny roztwór komponentów, który będąc roztworem koloidalnym w momencie przepływu przez kapilarne kanaliki koaguluje i wytrąca się w postaci żelu. Za pomocą tej metody możliwe jest uszczelnienie pęknięć i ubytków nawet o średnicy ok. 4cm.

Przebieg uszczelnienia wymaga napełnienia zbiornika wodą (pitną, przemysłową lub rzeczną). Do wody wprowadza się komponenty z katalizatorami i ustala się kierunek ich penetrowania przez przegrody. Po uszczelnieniu wodę wraz z nadwyżką komponentów należy usunąć, a zbiornik osuszyć w sposób naturalny (minimum przez 3 doby). Czasochłonność uszczelniania wynosi dla małych nieszczelności od 4 do 14 dni, dla dużych przelotowych rys 1–3 tygodni, w przypadku zbiorników podziemnych, zwłaszcza przy wysokim poziomie wody gruntowej – od 3 do 6 tygodni. Metoda żelu charakteryzuje się dużą trwałością. Zbiorniki uszczelnione przed 20 laty, nawet te narażone na kontakt ze słabymi kwasami czy zasadami, nie wykazują śladu przecieków. Warunkiem długiej trwałości jest jednak zapewnienie stabilności konstrukcji zbiornika i brak uszkodzenia ścian lub dna.

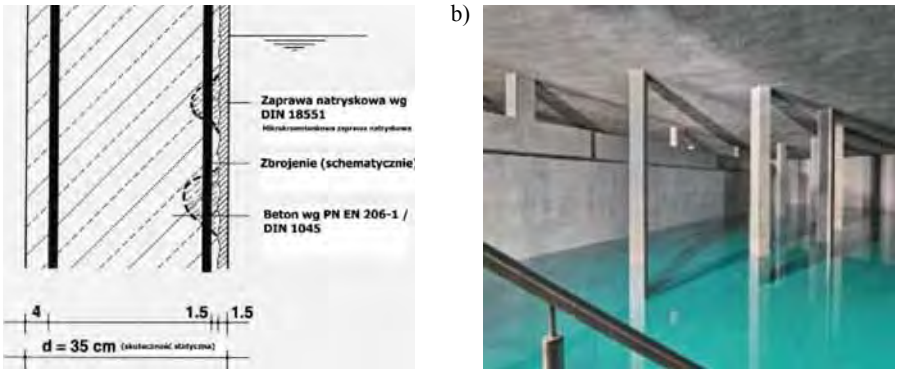
Metoda zaprawy np. Kerasal do uszczelnienia elementów zbiorników przewiduje zastosowanie wysokowartościowej i wodoszczelnej zaprawy natryskowej, zgodnej z normami [10, 11]. W składzie zaprawy są odpowiednio dobrane cementy, wypełniacze o określonej krzywej przesiewu, jak też, celem wykorzystania efektu pucolanowego, dodatek nieorganicznego pyłu krzemionkowego (SF). Zastosowanie cząstek pyłu krzemionkowego znacznie podnosi siły kohezyjne świeżej zaprawy, co skutkuje zmniejszonym odbiciem przy natrysku na uszczelnianą powierzchnię zbiornika.

Zaprawa **Kerasal** może być stosowana w zbiornikach wody pitnej, gdyż charakteryzuje się nieszkodliwością chemiczną, fizyczną czy mikrobiologiczną, zapewnia całkowitą wodoszczelność, łatwość utrzymania czystości wnętrza zbiornika, dzięki gładkiej, nieporowatej i homogenicznej powierzchni, zapewnia wysoką wytrzymałość mechaniczną, chemiczną jak i odporność na hydrolizę oraz odpowiednią trwałość.

W zbiornikach wody pitnej, w zależności od potrzeb, nanosi się warstewkę Kerasalu grubości od 10 do 30mm. Zaprawa Kerasal posiada następującą charakterystykę:

- wskaźnik wodno-cementowy w/c ≤ 0,50, porowatość ≤ 12%,
- głębokość przenikania wody ok. 5–8 mm, w przypadku warstw d ≥ 20 mm i gęstych szczelinach dylatacyjnych jest całkowicie wodoszczelna,
- standardowa grubość pojedynczej powłoki – 15 mm, z wygładzaniem powierzchni,
- powłoki wielowarstwowe zbrojone – do 80 mm,
- posiada atest PZH dla stosowania w wodzie pitnej (jest stosowana od 1992r),
- posiada dużą odporność na hydrolizę, działanie środków chemicznych, podwyższoną odporność na zużycie mechaniczne.

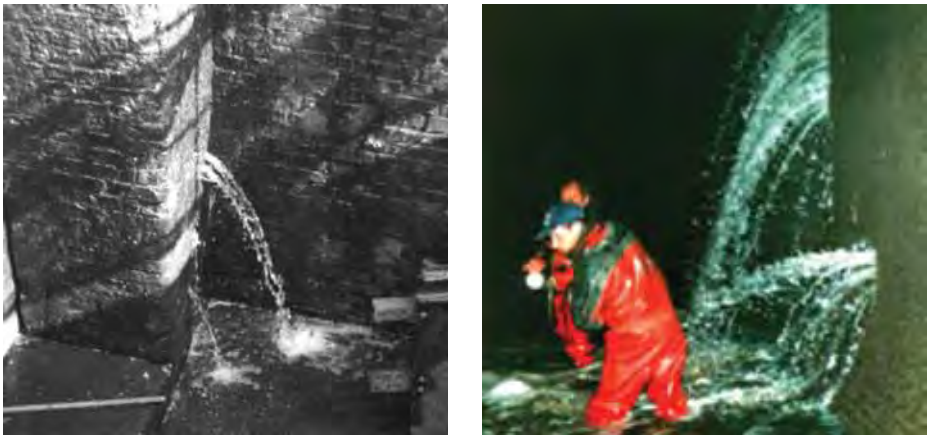
a) b)



Rys. 9. Uszczelnianie zbiorników metodą Kerasal: a) – schemat narzutu zaprawy na powierzchnię zbiornika, b) – przykład zbiornika naprawionego systemem Kerasal

Po wykonaniu natrysku, zalecenie wykonawcze dopuszczają wyrównanie i wygładzenie powierzchni, tak aby warstwa zaprawy natryskowej **KERASAL**® wzbogaconej mikrokrzemionką, uzyskała właściwą oczekiwaną w zbiornikach wody pitnej gładkość i szczelność. Warunkiem uzyskania wysokiej, równomiernej szczelności powierzchni oraz gładkości zaprawy natryskowej jest zastosowanie metody natrysku mokrego z transportem mieszanki w nieciągłym strumieniu. W narzuconej warstwie osiąga się w miarę równomierny współczynnik w/c, co powoduje, że nanoszenie dodatkowej warstwy wygładzającej staje się zbędne. Bardziej szczegółowy opis tej metody (rys. 9) podano w pracach [21, 22].

Uszczelnianie dynamicznych wycieków wody. Dynamiczne wycieki wody ze zbiornika (rys.10) mogą być zatrzymane, między innymi, za pomocą niskolepkiej żywicy poliuretanowej MC-INJEKT 2300, spienialnej poprzez szybką reakcję po kontakcie z wodą. Prowadzi to do wytworzenia spienionej szczelnej struktury, mającej bardzo dobre właściwości wypełniania rys i porów oraz zapewniającej możliwość iniekcji rys o rozwartości > 0,1mm. Zastosowanie tej żywicy daje możliwość regulowania czasu reakcji, charakteryzuje ją brak skurczu spienionej struktury materiału po związaniu oraz specjalnie dobrana twardość spienionego materiału w celu łatwego wypełnienia porów struktury żywicami MC-INJEKT 2300 lub MC-INJEKT 2300NV.



Rys. 10. Przykłady dynamicznych wycieków wody ze zbiorników żelbetowych

Uszczelnianie styków i przerw roboczych przy pomocy węży iniekcyjnych

Skuteczne uszczelnienie szwu roboczego w konstrukcjach zbiorników na ciecze powinno być już przewidziane w fazie projektu budowlanego. Wznoszenie obiektu o konstrukcji żelbetowej niesie za sobą ryzyko pojawienia się przecieków z przerw roboczych powstałych przy betonowaniu. W celu zabezpieczenia styku montażowego elementów betonowych, czy przerwy roboczej przed wyciekami zaleca się montaż węży iniekcyjnych (rys.11). Montaż węży iniekcyjnych odbywa się w środku elementu betonowego. Długość węży może być dowolna, lecz optymalnie stosuje się odcinki o długości 10m.

Rys. 11. Uszczelnianie zbiorników za pomocą węży iniekcyjnych

Producenci proponują wiele sposobów mocowania węży iniekcyjnych do istniejącego betonu. Mogą to być uchwyty metalowe na kołki rozporowe, czy uchwyty plastikowe mocowane jeszcze w fazie betonowania poprzedniego betonu. Łączenie odcinków węży iniekcyjnych odbywa się poprzez zakład min 20cm, a w narożnikach poprzez odpowiednie umocowanie dodatkowego odcinka węża iniekcyjnego. Iniekcja odbywa sie pod ciśnieniem dostosowanym do wytrzymałości konstrukcji, aż do momentu całkowitego wypełnienia i uszczelnienia przerwy roboczej. Prace iniekcyjne powinny być prowadzone po wszystkich pracach budowlanych stanu surowego, a nawet po wstępnych obciążeniach obiektu. Prace iniekcyjne przeprowadzane są przy pomocy pomp iniekcyjnych jednokomponentowych.

Zabezpieczenie zbiorników przed działaniem gorących cieczy warstwą oppanolu

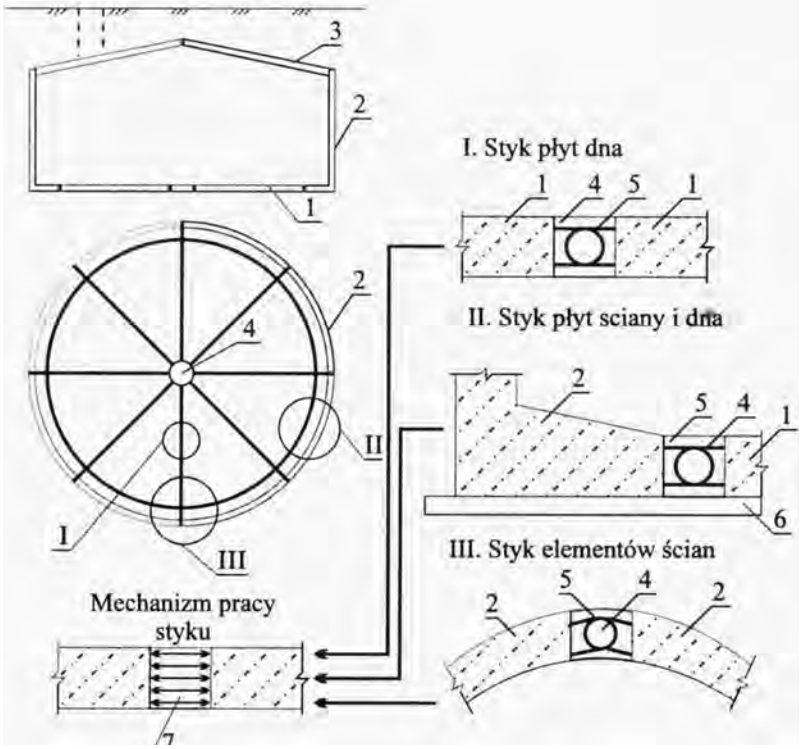
Jednym z najlepszych środków do zabezpieczania elementów zbiorników na ciecze gorące jest oppanol, tworzywo poliizobutylenowe o własnościach zbliżonych do gumy i polistyrenu. Odznacza się wysoką elastycznością i odpornością na działanie rozcieńczonych i stężonych kwasów (solnego, siarkowego, fosforowego, octowego, mrówkowego, chromowego), ługów (sodowego i potasowego) i innych związków chemicznych. Oppanol nie starzeje się, zachowuje elastyczność do minus 50°C. Ujemną jego stroną jest występowanie pełzania, tj. trwałego odkształcenia pod wpływem stałego obciążenia. Z tego względu oppanol nie może być stosowany jako samodzielne tworzywo konstrukcyjne. Oppanol nie przepuszcza wody, wskutek czego znajduje zastosowanie przy wykonaniu wodoszczelnych ochron. Folie z oppanolu o grubości 1–3mm stosuje się w zakresie temperatur od -50° do +100°C.

Zalecenia wykonawcze przed nałożeniem wykładziny z oppanolu przewidują, że pokrywane powierzchnie należy starannie oczyścić i odkurzyć, następnie osuszoną powierzchnię powleka się emulsją bitumiczną dla uzyskania warstwy pośredniej. Na tę warstwę nakłada się specjalnie ogrzane do temperatury +160°C kleje. Po ostygnięciu nałożonych klejów szpachluje się je, a następnie ponownie nadtapia za pomocą lampy do lutowania lub palnika gazowego w miejscach, w których nakłada się oppanol. Folia, ogrzana od roztopionego kleju, przylega dobrze do ścian zbiornika tworząc szczelną powłokę. Wykładziny z oppannolu układa się począwszy od dołu zbiornika (dna) w górę, poszczególne arkusze folii łączy się z poprzednimi na zakładkę rzędu 30–50mm.

Zapewnienie szczelności zbiorników za pomocą betonu ekspansywnego

Metodę tę można stosować do wzmacniania, napraw i poprawy niezawodności konstrukcji żelbetowych zbiorników na ciecze [18]. Celem tej metody jest zabezpieczenie ciągłości konstrukcji żelbetowych zbiorników, a także zapewnienie szczelności styków w rozwiązaniu ścian złożonych z prefabrykatów. Kolejność procedury przy stosowaniu metody jest następująca: należy wykonać montaż prefabrykatów i oczyścić powierzchnie betonu w stykach. Po dobraniu składu cementu i betonu ekspansywnego, wg zaleceń pracy [18], należy układać mieszankę betonową na nawilżone powierzchnie, stosując jej zagęszczanie za pomocą wibratorów. Charakterystyka betonu ekspansywnego, podana w pracy [18], określa wytrzymałość na ściskanie w wieku 1/28 dni jako równą 10/40MPa, natomiast samonaprężenie w konstrukcji, po 28 dniach powinno wynosić 1,2MPa. Zalecane jest prowadzenie kontroli wytrzymałości, odkształceń i charakterystyk energetycznych cementu i betonu ekspansywnego we wszystkich etapach wykonywania prac naprawczych. Schemat prac naprawczych podano na rys.12.

Wymagania techniczne przy wykonywaniu napraw nieszczelnych zbiorników przewidują opracowanie ekspertyzy obiektu, opracowanie projektu wzmocnienia (lub naprawy) oraz kontrolę jakości betonu ekspansywnego na wszystkich etapach prac naprawczych.



Rys. 12. Schematy zastosowania betonu ekspansywnego do zapewnienia szczelności styków w zbiorniku na ciecze wg pracy [18]: 1 – prefabrykowane płyty dna, 2 – elementy ścienne, 3 – płyty przekrycia, 4 – beton ekspansywny, 5 – zbrojenie styku, 6 – beton podkładowy, 7 – samonaprężony styk między prefabrykatami

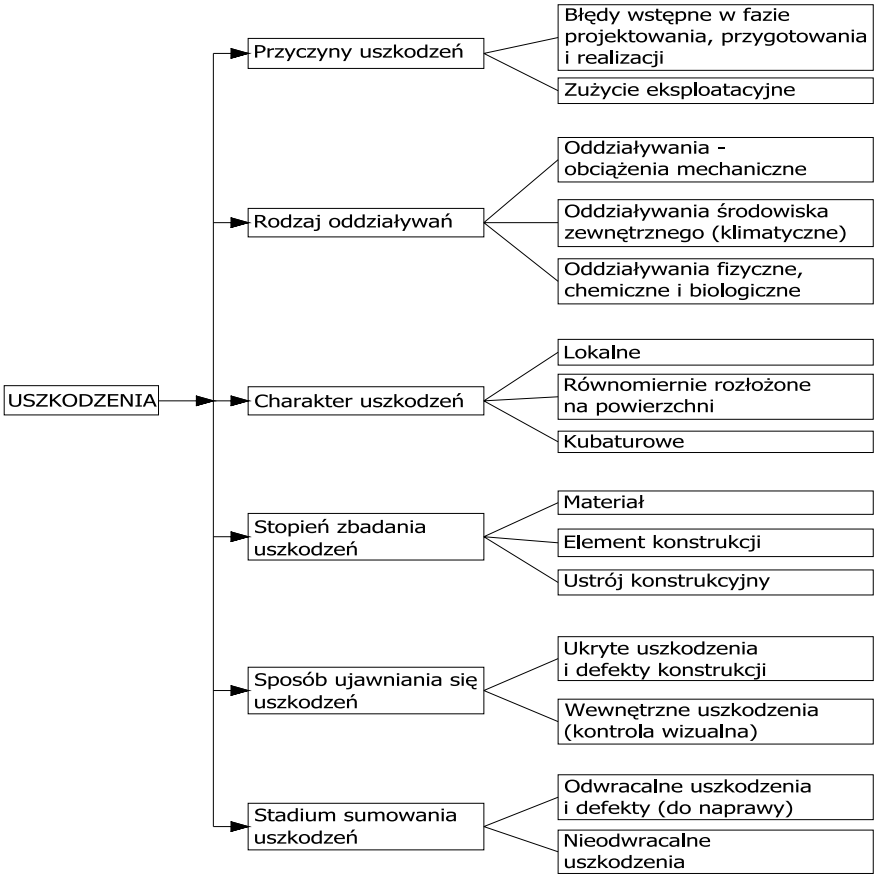
3. STANY AWARYJNE W ŻELBETOWYCH SILOSACH

3.1. Problematyka awarii silosów

Silosy są obiektami inżynierskimi przeznaczonymi do tymczasowego składowania materiałów rozdrobnionych, typu organicznego i nieorganicznego. Kształt i wymiar komór ustala się w zależności od przeznaczenia budowli i materiału w nich składowanego. Przekrój poprzeczny komory może być: kołem, wielobokiem, prostokątem. Komory okrągłe pracują zazwyczaj na rozciąganie, co ułatwia pracę projektantowi. Występują w nich siły równoleżnikowe o znacznej wartości, natomiast momenty zginające są niewielkie. Natomiast projektowanie komór prostopadłościennych sprawia projektantom wiele trudności w ocenie wielkości i rozkładu momentów zginających.

Silosy żelbetowe najczęściej projektowane są w układach zblokowanych poprzez łączenie ich w baterie. Poprzez zmonolityzowanie są one bardziej sztywne i odporne na obciążenia dynamiczne. Przestrzenie międzykomorowe są często wykorzystywane dla celów technologicznych na instalacje, lub jako komory składowe.

W Polsce wznoszone są silosy zbożowe o ładowności pojedynczych komór od 50 do 1500 ton zboża. Zazwyczaj komory zestawione są w wielorzędowe układy, a łączna ich pojemność sięga 200 000m^3. Całkowita długość baterii dochodzi nawet do 100 m, jednak ze względu na dużą sztywność konstrukcji nie stosujemy dylatacji pionowych. Na ogół dylatuje się tylko baterie komór od wieży operacyjnej, która zazwyczaj wykonana jest jako konstrukcja szkieletowa. Na rys. 13 przedstawiono ogólną klasyfikację przyczyn błędów wykonawczych oraz spowodowanych nimi uszkodzeń mogących powstać w silosach.



Rys. 13. Przyczyny i skutki najczęściej występujących uszkodzeń żelbetowych komór silosów

W zależności od rodzaju materiału przechowywanego w danym silosie oraz warunków środowiskowych na obszarze jego usytuowania należy zadbać o bezpieczeństwo konstrukcji w trakcie eksploatacji. Przykładowo ściany silosu na klinkier cementowy muszą być odporne na wysoką temperaturę. Lej dla materiałów oleistych (rzepak) powinien być stalowy, lub pokryty odpowiednią powłoką nieprzywierającą. Ściany komór powinny być zaopatrzone w urządzenia antyelektrostatyczne, bądź zabezpieczające przed samowybuchem lub zapłonem składowanych materiałów. Ma to szczególne znaczenie w komorach na pszenicę, jęczmień, ziarna oleiste, węgiel, miał węglowy, mąkę, kukurydzę, cukier.

Należy zwrócić szczególną uwagę na opróżnianie, które wywołuje duże tarcie na ścianie komory spowodowane ruchem cząstek materiału składowanego, a także na implozje, która może powstać w trakcie zaklinowania się materiału. Niektóre materiały mogą być aktywne chemicznie w stosunku do ścian silosu i należy stosować specjalne okładziny. Osobnym problemem jest zagadnienie wybuchu pyłów.

Analiza wybranych katastrof i awarii silosów żelbetowych wykazała, że najczęściej występujące przyczyny ich występowania to:

- Wady w projekcie technicznym i wykonawstwie;
- Zastosowanie wadliwych jakościowo materiałów (beton i stal);
- Zastosowanie niewystarczających środków bezpieczeństwa przeciwpożarowego (zapłon pyłów);
- Wadliwa i niezgodna z założeniami projektowymi eksploatacja silosu;
- Brak przeglądów urządzeń silosowych (podajniki);
- Zmęczenie materiałowe spowodowane dynamicznym charakterem oddziaływań.

3.2. Przykłady awarii silosów

Przykład 1. Użycie materiałów o niedostatecznej wytrzymałości

Awaria miała miejsce w dwukomorowej baterii silosu na miał węglowy o wysokości 40m i średnicy 18m. Podczas opróżniania komory nastąpiło zniszczenie dolnej części konstrukcji ściany. Po przeprowadzeniu badań okazało się, że konstrukcja ściany wykonana była z betonu o zaniżonej wytrzymałości (rys.14).

Rys. 14. Widok zniszczonej ściany silosu na miał węglowy z powodu zaniżonej wytrzymałości betonu

Przykład 2. Błędy konstrukcyjne w żelbetowej ścianie silosu

Elewator zbożowy w Człuchowie o łącznej pojemności 50 000 ton; 5 baterii zawierających po 9 komór. Jedna z komór o numerze 28 uległa zniszczeniu w dolnej części ściany. Ekspertyza określiła, że do awarii doszło z następujących przyczyn: zbyt słaby beton, ok. 40% niedobór zbrojenia (w stosunku do projektu) oraz nieprawidłowo usytuowane i ukształtowane zbrojenie obwodowe, którego zadaniem jest przejęcie sił rozciągających. Widok uszkodzonej komory pokazano na rys. 15.

Rys. 15. Awaria ściany silosu zbożowego

Rys. 16. Uszkodzony strop i galeria nadkomorowa silosu na śrutę rzepakową

Przykład 3. Awaria stropu nadkomorowego spowodowana implozją z powodu blokady przepływu materiału sypkiego

Awaria miała miejsce w magazynie śruty rzepakowej złożonym z pięciu żelbetowych silosów o przekroju kołowym, wysokości 38 m i średnicy zewnętrznej komór 9,20 m. Komory silosowe posadowiono na niezależnym fundamencie płytowym. Na żelbetowej płycie dennej zaprojektowano żelbetowe leje zsypowe oraz żelbetowy tunel wewnętrzny. W trakcie opróżniania (silos był w 80% napełniony) nastąpiło zablokowanie przepływu śruty w silosie. Odblokowanie przepływu spowodowało, że zawieszona warstwa śruty o wysokości 23m uderzyła w dno spadając z wysokości około 6m i wytwarzając w górnej części komory podciśnienie, które spowodowało złamanie stropu nadsilosowego oraz awarię galerii nad silosem wraz z urządzeniami technologicznymi. Widok uszkodzonego stropu i galerii nadkomorowej silosu pokazano na rys.16.

Przykład 4. Awaria spowodowana wybuchem pyłu

Wybuch nastąpił w największym na świecie elewatorze składającym się z 246 komór zbożowych o wymiarach 9,0m średnicy i 36,0m wysokości. Komory połączone były ze sobą za pomocą podajnika rozprowadzającego materiał. Przyczyną wybuchu było nadmierne nasycenie

pyłów w silosie oraz zablokowana rolka podajnika, która pod wpływem ruchu taśmy nagrzała się do temperatury 260°C. Zainicjowany wybuch rozprzestrzenił się na pozostałe komory oraz galerię, powodując katastrofalne skutki w części baterii silosowej. Stan po katastrofie pokazano na rys.17.

Rys. 17. Zniszczenia konstrukcji silosów wskutek wybuchu pyłu zbożowego

4. PODSUMOWANIE

Wśród wielu przyczyn występowania nieszczelności ścian lub dna żelbetowych i sprężonych zbiorników na ciecze, w pierwszej kolejności należy wymienić błędy projektowania elementów konstrukcji, które w wielu przypadkach koncentrowały się głównie na aspekcie nośności, z pominięciem kontroli stanów granicznych użytkowalności, a także pomijanie w projekcie problematyki trwałości konstrukcji oraz obciążeń wyjątkowych, jak również częsty brak wymaganej specyfikacji materiałów, w tym brak opisu składu mieszanki betonowej. Potwierdzone są także często występujące usterki wykonawcze w zakresie konstruowania zbrojenia, w tym nagminny brak zbrojenia przypowierzchniowego, wymaganego na przeniesienie naprężeń skurczowych i termicznych. W dość licznych przypadkach zauważono w projektach brak specyfikacji środków technicznych zapewniających szczelność betonu w miejscach przerw roboczych lub szczelin dylatacyjnych, np. taśm uszczelniających.

W odniesieniu do konstrukcji żelbetowych lub sprężonych silosów powtarzające się przykłady awarii dowodzą, że silosy są obiektami szczególnie narażonymi na awarie i katastrofy. W projektowaniu silosów konieczne jest zwrócenie szczególnej uwagi na sytuacje wyjątkowe, których uwzględnienie wymagane jest w Eurokodzie 1991 część 4. Ważnym czynnikiem jest także zapewnienie odpowiedniej jakości materiałów konstrukcyjnych zastosowanych do ich budowy (beton i stal) oraz przestrzeganie zasad wykonawstwa i eksploatacji.

Ściany komór silosowych powinny być zaopatrzone w urządzenia antyelektrostatyczne bądź zabezpieczające przed wybuchem lub zapłonem składowanych materiałów. Ma to szczególne znaczenie w komorach na materiały szczególnie podatne na wybuchy pyłów, takich jak pszenica, jęczmień, ziarna oleiste, węgiel, miał węglowy, mąka, kukurydza, cukier.

Literatura

[1] Halicka A., Franczak D.: *Projektowanie zbiorników żelbetowych, Zbiorniki na Materiały Sypkie, Tom 1*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2011, s. 316.

[2] Halicka A., Franczak D.: *Projektowanie zbiorników żelbetowych, Zbiorniki na ciecze, Tom 2*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2013, s. 367.

[3] Kobiak J., Stachurski W.: *Konstrukcje Żelbetowe, Tom IV*, Wydawn. Arkady, W-wa, 1991, s. 509.

[4] Mitzel A.: *Budownictwo betonowe – tom XIII*, Arkady, Warszawa 1966r.,

[5] Puhonto L. M.: *Dolgowiethnost' zelezobietonnych konstrukcji inzheniernych sooruzhenij*, Wydawn. ASW, Moskwa 2004,

[6] PN-EN 1990:2006 – Eurokod 0 – Podstawy projektowania konstrukcji.

[7] PN-EN 1991- 4:2008 – Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje, Część 4: Silosy i zbiorniki.

[8] PN-EN 1992-1-1:2008 – Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[9] PN-EN 1992 -3:2006 – Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze.

[10] PN EN 14487-1: 2007 – Beton natryskowy. Część 1: Definicje, wymagania i zgodność

[11] PN EN 14487-2: 2007 – Beton natryskowy. Część 2: Wykonywanie.

[12] Flaga K.: *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*, Monografia, Seria Inżynieria Lądowa, Wydawn. Politechnika Krakowska, Kraków 2011, s. 139.

[13] Łapko A.: *Uwagi do europejskiej normy PN-EN 1991-4:2008 dotyczącej obciążeń w silosach*, Przegląd Budowlany, Nr 4 (2012), s. 120–124.

[14] Łapko A., Prusiel J.A.: *Problemy związane z obliczeniową kontrolą rys w ścianach żelbetowych silosów cylindrycznych w świetle wymagań Eurokodów*, Materiały 55 Konferencji Naukowej KILiW PAN i Komitetu Nauki PZiTB, Kielce-Krynica, wrzesień 2009, Tom 2. str. 249–256.

[15] Runkiewicz L.: *Przyczyny techniczne występowania zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych*, Inżynier Budownictwa, nr 10, 2011, s. 24–28.

[16] Kamiński M., Trapko T., Bywalski Cz.: *Stan techniczny i naprawa żelbetowego zbiornika wieżowego na wodę, w Trwałość i skuteczność napraw obiektów budowlanych, Praca zbiorowa*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2007, s. 301.

[17] Kiernożycki W., Lipski M.: *Przerwy dylatacyjne w konstrukcjach żelbetowych*, Przegląd Budowlany, nr 12, 2006, s. 33–44.

[18] Król M.: *O naprawach i wzmocnieniach konstrukcji budowlanych betonem ekspansywnym*, Materiały Seminarium Szkoleniowego, Wyd. PROXAN – Polska Sp. Z o.o. Lublin, 2005, s. 107.

[19] Buczkowski W.: *Obciążenia termiczne belek, płyt i konstrukcji inżynierskich*, Wydawn. SGGW. Warszawa, 2007, s. 157.

[20] Lewiński P.: *Zasady projektowania zbiorników żelbetowych na ciecze z uwzględnieniem wymagań Eurokodu 2, Przykłady obliczeń*, Wydawn. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2011, s. 117.

[21] Olszewski Z., Stankiewicz S.: *Remont zbiornika wody pitnej za pomocą zaprawy natryskowej KERASAL®*, Materiały Budowlane, Z. nr 4/2009.

[22] Biliński W., Piszczek K.: *Strukturalna naprawa żelbetowych zbiorników na wodę pitną*. Przegląd Budowlany, 6/2010, s. 25–28.

[23] Podolski B., Podolski M., M., Bartosik T.: *Analiza przyczyn awarii żelbetowego, wielokomorowego zbiornika oczyszczalni ścieków oraz zrealizowane wzmocnienie*, Przegląd Budowlany nr 6, 2013, s. 35–40.

[24] Godycki Ćwirko T., Korzeniowski P., Piotrkowski P.: *Awaryjne zarysowanie ścian zbiornika spowodowane skurczem*. W materiałach XXIV konferencji „Awarie Budowlane", 2009, s. 437–444.

SELECTED PROBLEMS OF EXPLOITATION OF EXISTING RC TANKS

Maciej ROKIEL[1]

SPOSOBY NAPRAWY NAJCZĘŚCIEJ POJAWIAJĄCYCH SIĘ USTEREK W HYDROIZOLACJI FUNDAMENTÓW Z ZASTOSOWANIEM MATERIAŁÓW MARKI WEBER-DEITERMANN

STRESZCZENIE

W referacie zwrócono uwagę na problemy związane z wilgocią podczas eksploatacji budynków wynikające z właściwego doboru i wykonania hydroizolacji fundamentów. Zaprezentowano rozwiązania techniczno – materiałowe Weber DEITERMANN zarówno do wykonania hydroizolacji fundamentów, jak i naprawy pojawiających się usterek w hydroizolacji fundamentów.

SŁOWA KLUCZOWE: hydroizolacje, usterki, materiały hydroizolacyjne Weber Deitermann

1. WPROWADZENIE

Poprawne (zgodne ze sztuką budowlaną) zaprojektowanie i wykonanie budynku to bezwzględny wymóg bezproblemowej, długoletniej eksploatacji. Podstawą jest odpowiednie rozwiązanie konstrukcyjne części zagłębionej w gruncie. Doświadczenie pokazuje, że znaczącą liczbę problemów związanych z eksploatacją stanowią problemy z wilgocią. Woda jest niestety takim medium, które bezlitośnie wykorzystuje wszelkie usterki i nieciągłości w warstwach hydroizolacyjnych, wnikając do wnętrza konstrukcji.

[1] mgr inż., Maciej Rokiel

Hydoizolacja nie jest elementem decydującym o bezpieczeństwie budynku, ma natomiast bezpośredni wpływ na komfort użytkowania obiektu oraz zdrowie przebywających w nim osób. Dlatego sposób zaprojektowania i wykonania powłok wodochronnych nie może być przypadkowy. Sytuacji nie ułatwia brak aktualnych norm, wytycznych i zaleceń podających zasady konstruowania zabezpieczeń przeciwwodnych, normy europejskie definiują wprawdzie pewne wymagania stawiane materiałom hydroizolacyjnym dzieląc je na klasy, nic nie mówią jednak o możliwości zastosowania materiałów (a w niektórych przypadkach wręcz wprowadzają w błąd). Wynika ono bowiem nie ze spełnienia wymagań normowych, ale z analizy:

- warunków gruntowo-wodnych i związanego z tym doboru rodzaju systemu (NIE MATERIAŁU) hydroizolacyjnego, z uwzględnieniem rozwiązania konstrukcyjnego fundamentów (płyta fundamentowa, ławy, materiał ścian fundamentowych, itp.),
- uwzględnienia przy doborze materiałów ewentualnej agresywności wód gruntowych,
- możliwości wykonania (!!!) detali (uszczelnień dylatacji, przejść rurowych, itp.).

Dopiero na tym etapie przeprowadza się analizę parametrów materiału hydroizolacyjnego (przyczepność, elastyczność/zdolność mostkowania rys, odporność na obciążenia mechaniczne, itp.), co w połączeniu z oceną ukształtowania terenu i warunkami gruntowo-wodnymi pozwala na wybór systemu izolacji. Dlatego też główną przyczyną późniejszych problemów jest niedostateczne rozpoznanie występujących obciążeń wilgocią/wodą i związane z tym zastosowanie niewłaściwych materiałów izolacyjnych. Materiały oraz warunki techniczne wykonania i odbioru robót szerzej opisane są w [1÷11].

Niezależnie od przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego fundamentów (budynek podpiwniczony/niepodpiwniczony/częściowo podpiwniczony, posadowiony na ławach/płycie) zastosowane materiały wodochronne muszą umożliwić wykonanie izolacji w postaci szczelnej wanny całkowicie oddzielającej budynek od wilgoci/wody znajdującej się w gruncie. Stąd wynika podział hydroizolacji na:

- izolację poziomą ścian i ław fundamentowych,
- izolację pionową ścian przechodzącą w izolację cokołu,
- izolację poziomą podłóg w piwnicach.

Powinny one stanowić szczelny, ciągły układ oddzielający całkowicie budynek (bądź jego elementy) od wody. Aby izolacja wodochronna była skuteczna, musi być dobrze zaprojektowana, poprawnie wykonana i chroniona przed uszkodzeniem w trakcie eksploatacji obiektu, przy czym etap eksploatacji zaczyna się już od momentu wykonania hydroizolacji, dokładnie od momentu zabezpieczenia powłoki wodochronnej. To, czy pozostałe prace budowlane (i jakie) jeszcze trwają jest bez znaczenia.

Niedopuszczalne jest użycie do wykonania hydroizolacji przypadkowych materiałów. Muszą one być ze sobą kompatybilne (możliwość wykonania szczelnych połączeń). Do tego dochodzi konieczność zastosowania materiałów o odpowiedniej odporności na ewentualne agresywne związki znajdujące się w gruncie. Nie bez znaczenia jest także łatwość aplikacji (nakładania) materiału, odporność na ewentualne błędy popełnione przy nakładaniu oraz możliwość bezproblemowego uszczelnienia tzw. trudnych i krytycznych miejsc typu przejścia rur instalacyjnych, dylatacje itp.

Materiały wodochronne stosowane w gruncie można podzielić wg różnych kryteriów. Mogą to być np. materiały bitumiczne (roztwory, emulsje, masy i lepiki asfaltowe, polimerowo-bitumiczne masy uszczelniające – masy KMB, papy, membrany samoprzylepne), mineralne

(bentonity, mikrozaprawy), z tworzyw sztucznych (folie, membrany), z innych kryteriów wymienić można podział na materiały bezszwowe (mikrozaprawy, masy KMB), rolowe (folie, membrany, papy), służące do uszczelnień szczelin i dylatacji (taśmy, kity) jak również na materiały służące do izolacji przeciwwilgociowej, jak i przeciwwodnej.

Nie można przyjmować za pewnik, że skoro sam materiał jest szczelny, to nadaje się w konkretnym przypadku do wykonania szczelnej hydroizolacji. Tak chętnie stosowane do uszczelnień fundamentów folie z tworzyw sztucznych nie sprawdzają się. Wykonstruowanie z nich szczelniej wanny (chodzi o połączenia arkuszy ze sobą, połączenia izolacji poziomej z pionową oraz izolacją podposadzkową, uszczelnienie dylatacji, przejść rurowych itp.) jest, jeżeli nie niemożliwe, to trudne, skomplikowane i wymagające dodatkowych czynności technologicznych. Do tego podatność na uszkodzenia mechaniczne, zwłaszcza gdy stosuje się arkusze o grubości 0,2–0,5mm, przy kulturze technicznej na polskich budowach, niemal gwarantuje późniejsze przecieki (rys. 1).

Rys. 1. Przykładowe przecieki

2. ROZWIĄZANIA TECHNOLOGICZNO-MATERIAŁOWE WEBER DEITERMANN

Rozwiązania technologiczno-materiałowe Weber DEITERMANN pozwalają na wykonanie izolacji w postaci szczelnej wanny, całkowicie oddzielającej budynek od wilgoci lub wody znajdującej się w gruncie. Podstawowymi składnikami systemów hydroizolacyjnych są dwa typy materiałów: mineralne mikrozaprawy uszczelniające (tzw. szlamy) oraz grubowarstwowe, modyfikowane polimerami bitumiczne masy uszczelniające (zwane masami KMB).

Szlamy weber.tec 824 (Superflex D1) oraz weber.tec Superflex D2 pozwalają na wykonanie:

- izolacji poziomych i pionowych (pierwotne i wtórne) elementów konstrukcji stykających się lub zagłębionych w gruncie;
- izolacji cokołowych części budynków;
- izolacji budowli hydrotechnicznych;
- hydroizolacji przy naporze wody powodującym odrywanie powłoki uszczelniającej od podłoża;

- izolacji basenów, zbiorników retencyjnych, zbiorników p.poż;
- izolacje balkonów, tarasów, pomieszczeń wilgotnych i mokrych;
- czasowych uszczelnień wykonywanych podczas budowy;
- powłok uszczelniająco-ochronnych.

Na tak szerokie zastosowanie pozwalają parametry mikrozapraw. Np. weber.tec Superflex D2 cechuje się przyczepnością do podłoża betonowego powyżej 2,4 MPa, zdolnością do mostkowania rys powyżej 1,5 mm, odpornością na działanie ścieków bytowych, mrozoodpornością oraz szczelnością przy ciśnieniu powyżej 0,5 MPa.

Grubowarstwowe bitumiczne modyfikowane polimerami masy uszczelniające weber.tec SUPERFLEX 10/100/100S cechują się innymi właściwościami – są to tzw. Masy KMB. Do ich najważniejszych zalet należą:

- bezspoinowość, a tym samym łatwość obrobienia detali, przejść rurowych, dylatacji itp.,
- możliwość układania na nieotynkowanych powierzchniach,
- znaczna elastyczność po związaniu (zdolność mostkowania rys rzędu 5 mm),
- znaczna elastyczność w ujemnych temperaturach (zdolność mostkowania rys rzędu 1,5–2 mm),
- szybka odporność na opady atmosferyczne (już po ok. 60 minutach od nałożenia),
- możliwość szybkiego zasypania wykopu (po ok. 24 godzinach od nałożenia),
- dobra przyczepność, niepozwalająca na penetrację wilgoci pomiędzy masą uszczelniającą a podłożem,
- możliwość nakładania także na lekko wilgotne podłoże.

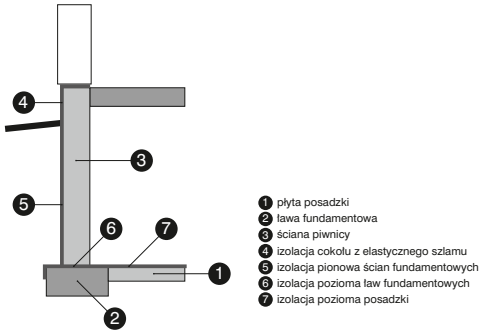
Masy weber.tec SUPERFLEX 10/100/100S stosuje się jako:

- hydroizolację płyt dennych;
- hydroizolację fundamentów;
- hydroizolację dachów zielonych i odwróconych;
- pośrednie uszczelnienia pod jastrychami w konstrukcjach tarasów, pomieszczeń wilgotnych i mokrych, itp.

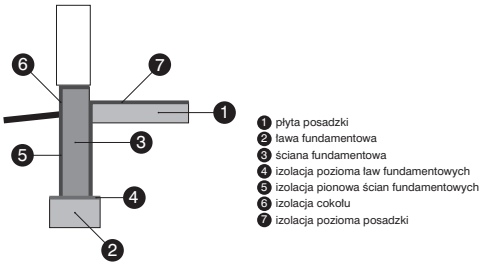
Wszystkie materiały są składnikiem systemowych rozwiązań konstrukcyjnych. Mogą być stosowane jako izolacja przeciwwilgociowa lub przeciwwodna, zarówno pierwotna, jak i wtórna.

Parametry prawidłowo zastosowanych materiałów systemów hydroizolacji Weber DEITERMANN umożliwiają przejęcie oddziałujących na nie obciążeń (nie chodzi tylko o szczelność, ale i o zdolność mostkowania rys, mrozoodporność, przyczepność, odporność na agresywne media itp.). Równie ważne są właściwości pozostałych materiałów wchodzących w skład systemu. Pozwala to na wykonanie innych robót, niezbędnych z technologicznego punktu widzenia: naprawa i przygotowanie podłoża, zastosowanie taśm i kształtki służących do uszczelnień tzw. trudnych i krytycznych miejsc takich jak dylatacje, połączenia izolacji poziomej z pionową, przejścia rurowe, itp. Z punktu widzenia wykonawcy ważne są także materiały pozwalające na odpowiednie przygotowanie/naprawę podłoża

Materiały stosowane w systemie cechują się tzw. przestrzenią dobrej współpracy, a więc są kompatybilne ze sobą oraz z podłożem, co przy prawidłowym ich zastosowaniu zapewnia długoletnie zabezpieczenie przed oddziaływaniem wody, wilgoci oraz czynników atmosferycznych.



Rys. 2.



Rys. 3.

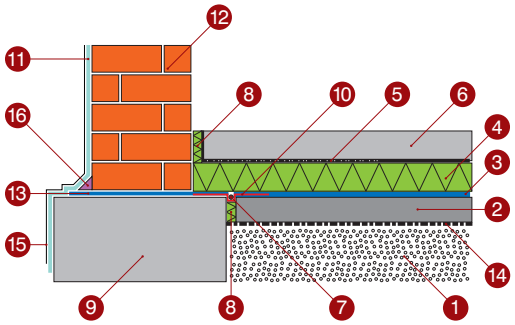
Rysunki 2 i 3 pokazują układy hydroizolacji dla dwóch typowych przypadków: budynku podpiwniczonego (rys. 2) posadowionego na ławach (obciążenie wilgocią) oraz budynku niepodpiwniczonego (rys. 3). Dla każdego z tych układów można znaleźć tzw. trudne i krytyczne miejsca, będą to przede wszystkim: miejsca połączenia izolacji pionowej z poziomą oraz poziomej na ławach z podposadzkową, sposób wykonstruowania i uszczelnienia przejść rurowych i dylatacji oraz uszczelnienie strefy cokołowej. Doświadczenie pokazuje, że najwięcej problemów powstaje właśnie w obszarze tych, tzw. trudnych i krytycznych miejsc.

Wynika to zarówno z błędów projektowych jak i wykonawczych. Proszę zwrócić uwagę na połączenie izolacji poziomej na ławach z izolacją podposadzkową (rysunek 4). Możliwości popełnienia błędów jest kilka. Po pierwsze, różnica osiadań budynku (ławy) i posadzki wymuszają wykonanie w tym miejscu dylatacji. Ułożenie powłoki wodochronnej na płasko jest błędem i przy większej różnicy osiadań nieuchronnie prowadzi nawet do przerwania powłoki wodochronnej. Po drugie, najpierw wykonywane są ściany fundamentowe, a więc i izolacja pozioma ław, której fragment wystający poza krawędź ściany jest w momencie wykonywania izolacji podposadzkowej zanieczyszczony, zakurzony, a nierzadko i ubrudzony zaprawą, lub nawet naderwany. Brak bardzo starannego oczyszczenia tego fragmentu powoduje niemożność szczelnego zespolenia izolacji podposadzkowej z izolacją ławy fundamentowej. Nierzadko stosuje się materiały, których szczelne połączenie ze sobą jest wręcz niemożliwe

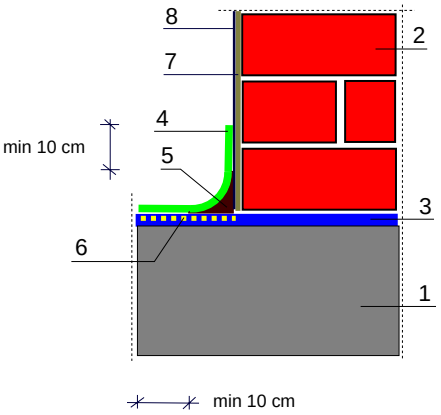
Naprawa przecieku w tym miejscu polega na skuciu pasa posadzki, usunięciu jej warstw do odsłonięcia hydroizolacji oraz wykonaniu szczelnego połączenia. Jeżeli pierwotnie izolacje wykonano z folii z tworzyw sztucznych, naprawa w zasadzie jest możliwa jedynie poprzez ponowne, tym razem poprawne wykonanie powłok wodochronnych. Najczęściej jednak izolację poziomą na ławach, jak i izolację posadzki wykonuje się z bitumicznych materiałów rolowych. Brak możliwości przenoszenia odkształceń w tym miejscu przy różnicy osiadań skutkuje ich przerwaniem. Naprawa przecieków polega na odsłonięciu styku ławy i płyty podłogi oraz, po odpowiednim przygotowaniu (oczyszczeniu) podłoża na wklejeniu taśmy uszczelniającej serii np. weber.tec 828 DB (Superflex AB). Do wklejenia stosować można elastyczne szlamy uszczelniające weber.tec Superflex D2 lub weber.tec 824 (Superflex D1). Po uszczelnieniu styku należy przykleić do podłoża istniejącą hydroizolację oraz wykonać dodatkowo „nakładkę" masy KMB (np. weber.tec Superflex 10) lub masy weber.tec 911 (Plastikol 1).

Problemy z ewentualną kompatybilnością szlamów z izolacjami bitumicznymi można rozwiązać za pomocą szlamu weber.tec Superflex D2. Specjalnie dobrane polimery oraz reaktywny sposób wiązania szlamu powoduje, że materiał ten doskonale nadaje się do wykonywania warstw

szczepnych na bitumicznych podłożach (emulsje/roztwory asfaltowe, papy, masy KMB), co pozwala w sposób szczelny połączyć nakładaną mineralną powłokę wodochronną z bitumicznym podłożem.



Rys. 4.



Rys. 5.

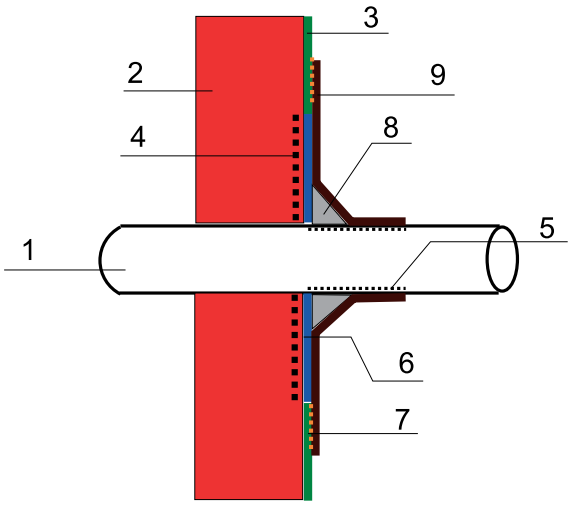
Często do przecieków dochodzi w miejscu połączenia izolacji pionowej z poziomą, wykonaną na ławach. Podstawową przyczyną jest zastosowanie nie do końca kompatybilnych materiałów. Często izolację pionową wykonuje się z roztworów lub emulsji asfaltowych, poziomą natomiast z papy. Szczelne połączenie tych materiałów stosowanych bez dodatkowych zabiegów jest niemożliwe. Samo uszczelnienie jest realizowane przez nałożenie pasa z masy KMB (rysunek 5), tak aby zachodziła ona po około 10 cm zarówno na izolację pionową jak i poziomą. Podstawową czynnością, po odkopaniu fundamentów jest bardzo staranne oczyszczenie powierzchni. Należy to wykonywać bardzo delikatnie, aby nie uszkodzić istniejących hydroizolacji. Kolejną czynnością jest odpowiednie przygotowanie powierzchni papy. Jej wierzch zaleca się zagruntować specjalnym gruntownikiem weber.tec 902 (Plastikol 4V). Jest to asfaltowy, rozpuszczalnikowy, odporny na alkalia preparat gruntujący. Gruntownik ten powoduje zmiękczenie powierzchni papy, co pozwala na dokładne i szczelne jej zespolenie z masą bitumiczną. Wysycha nie klejąc się. Po wyschnięciu gruntownika można przystąpić do nakładania masy KMB, np. weber.tec Superflex 10. W samym narożniku należy wykonać fasetę, najlepiej zastosować specjalną, wyobloną kielnię pozwalającą na wykonanie tego detalu w jednym zabiegu.

Kolejnym miejscem, gdzie zachodzi konieczność naprawy powłok hydroizolacyjnych, są przejścia rurowe. Taka sytuacja nie świadczy niestety dobrze o kulturze technicznej wykonawcy, są to miejsca newralgiczne z punktu widzenia szczelności i jednocześnie wcale nie takie łatwe w naprawie. Naprawa może być konieczna z kilku powodów:

- występowania przecieku będącego skutkiem błędów projektowych i/lub wykonawczych,
- uszkodzenia powłoki np. przy zasypywaniu wykopów,
- wykonania przebić w ścianach po ich zaizolowaniu.

W tym przypadku przez naprawę należy jednak rozumieć nie lokalną naprawę uszkodzonej powłoki przy rurze instalacyjnej, lecz o ponownym uszczelnieniu przejścia rurowego. Dlatego konieczne jest usunięcie istniejącej izolacji na obszarze przyległym do przejścia rurowego.

Bardzo starannie należy oczyścić podłoże oraz samą rurę, jak również sprawdzić stabilność jej zamocowania. Równie ważne jest zapewnienie stabilnego podłoża. Dlatego na obszar po usuniętej pierwotnej powłoce wodochronnej należy nałożyć warstwę szlamu uszczelniającego. Szlam (np. weber.tec 931 S (Cerinol BDS) lub weber.tec 824 (Superflex D1) należy nakładać zaczynając od przejścia rurowego, przynajmniej dwukrotnie, tak aby grubość warstwy wynosiła 2 mm. Po wyschnięciu nałożonej zaprawy uszczelniającej na styku rura – podłoże, wykonać fasetkę z dwuskładnikowej, grubowarstwowej, uszczelniającej masy bitumicznej KMB, np. weber.tec Superflex 10. Promień fasetki nie powinien być większy niż 2 cm. Po wyschnięciu fasetki należy wykonać właściwe uszczelnienie przejścia rurowego tą samą masą typu KBM (powinna ona nachodzić na rurę przynajmniej na 10 cm i od tego miejsca należy rozpoczynać jej nakładanie) (rysunek 6).



Rys. 6.

Masę tę należy nałożyć na obszar większy od naprawianego przynajmniej o 15 cm (sposób przygotowania powierzchni papy lub roztworu asfaltowego identyczny jak powyżej). Grubość tak nałożonej masy po wyschnięciu powinna wynosić min. 3 mm, a na krawędziach należy sprowadzić ją do zera.

Ciekawą sytuację pokazują zdjęcia na rys. 7. Postawiono ścianę, zaizolowano ją, ułożono płyty ochronne, zasypano. Po czym w zaizolowanej ścianie wykuto przebicia pod przejścia rurowe, po czym obsadzono rury, w sposób pokazany na wspomnianych zdjęciach. Dokładne oględziny wykazały, że hydroizolację wykonano na piance poliuretanowej (!!!). Najlepszym sposobem uszczelnienia przejścia rurowego jest zastosowanie kołnierza zaciskowego, niezależnie od stopnia obciążenia wilgocią (moment wykonania instalacji w żaden sposób nie ingeruje w powłokę hydroizolacyjną, nie powoduje jej uszkodzenia). Manszeta uszczelniająca jest zespolona z częścią stałą kołnierza i wtopiona w masę KMB lub szlam elastyczny – w przypadku obciążenia wodą pod ciśnieniem stosowanie kołnierzy uszczelniających jest jedynym rozwiązaniem.

Rys. 7. Przebicia pod przejścia rurowe

W tej konkretnej, przedstawionej (rys.7) sytuacji, należy ponownie wykuć rury instalacyjne ze ściany, naprawić mur, wykonać uszczelnienie na styku ściana – rura i naprawić uszkodzoną hydroizolację. I to nie tylko w obszarze przyległym do samej rury.

3. PODSUMOWANIE

Doświadczenie pokazuje, że skuteczność izolacji zależy od:

- poprawności określenia warunków wodnych (obciążenie wilgocią, obciążenie wodą pod ciśnieniem) i właściwego doboru typu izolacji (przeciwwilgociowa, przeciwwodna),
- rozwiązania projektowego, tzn. właściwego doboru materiałów do izolacji, wynikającego z obciążeń wodnych (w tym również agresywności wody), zakładanych odkształceń podłoża podczas eksploatacji obiektu i możliwości aplikacyjnych w konkretnym obiekcie,
- od poprawnego technicznie rozwiązania detali (przejść technologicznych instalacji technicznych przez powłoki izolacyjne, szczegółów połączeń w miejscach przejść izolacji poziomych w pionowe, uszczelnienia włazów, przepustów, dylatacji itp. – z tym wiąże się odpowiednie uszczegółowienie dokumentacji projektowej,
- zgodnego, ze sztuka budowlaną wykonawstwa – chodzi o stan podłoża, na którym aplikowany jest materiał izolacyjny (rysy, kawerny, nośność podłoża), cieplno-wilgotnosciowe warunki otoczenia w momencie aplikacji, przestrzeganie przerw technologicznych, ochrona warstw hydroizolacyjnych przed uszkodzeniem itp.

Literatura

[1] Richtlinie für die Planung und Ausführung von Abdichtung mit kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen (KMB) – erdberührte Bauteile. Deutsche Bauchemie e.V. 2010

[2] Richtlinie für die Planung und Ausführung von Abdichtung erdberührter Bauteile mit flexiblen Dichtungsschlämmen. Deutsche Bauchemie e.V. 2006

[3] DIN 18195 – Bauwerksabdichtung, VIII.2000

[4] Richtlinie für die fachgerechte Planung und Ausführung des Fassadensockelputzes sowie des Anschlusses der Außenanlagen. I.2002

[5] WTA Merkblatt 4-6-05 Nachträgliches Abdichten erdberührter Bauteile

[6] PN-EN 15814: 2011 (oryg.) Grubowarstwowe powłoki asfaltowe modyfikowane polimerami do izolacji wodochronnej – Definicje i wymagania

[7] ZUAT-15/IV.13/2002 – Wyroby zawierające cement przeznaczone do wykonywania powłok hydroizolacyjnych, ITB, 2002

[8] Rokiel M.: *Poradnik Hydroizolacje w budownictwie. Wybrane zagadnienia w praktyce*. wyd. II, Dom Wydawniczy MEDIUM, Warszawa 2009

[9] Rokiel M.: *Hydroizolacje podziemnych części budynków i budowli. Projektowanie i warunki techniczne wykonania i odbioru robót*. Dom Wydawniczy Medium, Warszawa 2012

[10] Rokiel M.: *Renowacje obiektów budowlanych. Projektowanie i warunki techniczne wykonania i odbioru robót*. Dom Wydawniczy Medium, Warszawa 2013.

[11] Warunki techniczne wykonania i i odbioru robót budowlanych. Część C: Zabezpieczenia i izolacje, zeszyt 5 – Izolacje przeciwwilgociowe i wodochronne części podziemnych budynków, ITB, 2010

WAY TO REPAIR THE MOST COMMON VULNERABILITIES APPEARING IN WATERPROOFING OF FOUNDATIONS WITH USE OF WEBER- DETERMANN MATERIALS

SESJA VI

Andrzej KULICZKOWSKI[1]

MOŻLIWOŚCI OCENY STANU TECHNICZNEGO PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH

STRESZCZENIE

Wskazano na problemy dotyczące trudności w dokonywaniu ocen stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych. Omówiono 2 przykłady ekspertyz konstrukcyjnych kolektorów kanalizacyjnych wskazujące na niektóre problemy związane z dokładnym ustaleniem ich współczynnika bezpieczeństwa. Wskazano na możliwości bezinwazyjnej diagnostyki przewodów kanalizacyjnych ze szczególnym uwzględnieniem techniki CCTV oraz trendów rozwojowych w zakresie diagnostyki przewodów kanalizacyjnych. Omówiono opracowane na Politechnice Świętokrzyskiej metody umożliwiające szacowanie stanu technicznego przewodów. Metody te są przydatne w planowaniu odnowy przewodów kanalizacyjnych.

SŁOWA KLUCZOWE: przewody kanalizacyjne, stan techniczny, bezpieczeństwo, odnowa

1. UWAGI WSTĘPNE

Ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych należy do najtrudniejszych, biorąc pod uwagę wszystkie pozostałe konstrukcje budowlane. Ma na to wpływ m.in. liniowy charakter tych budowli, olbrzymia różnorodność stosowanych materiałów do konstruowania rur, różnorodność technologii ich wbudowywania, usytuowanie ich w zróżnicowanym środowisku gruntowo-wodnym, transport nimi różnych ścieków oraz brak bezpośredniej do nich dostępności.

[1] prof. dr hab. inż. Andrzej Kuliczkowski, akulicz@tu.kielce.pl, – Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki

Poniżej podano zakres i 2 przykłady ekspertyz konstrukcyjnych przewodów kanalizacyjnych wskazujące na specyfikę tych budowli. Ekspertyzy konstrukcyjne umożliwiają dokładne określenie ich współczynnika bezpieczeństwa.

Biorąc pod uwagę fakt, iż w celu oceny stanu technicznego setek kilometrów przewodów kanalizacyjnych na obszarach miast nie jest uzasadnione – biorąc pod uwagę względy techniczno-ekonomiczne – wykonywanie ekspertyz konstrukcyjnych na każdym kanale w każdej ulicy, pokazano możliwości szacowania ich stanu technicznego w oparciu o wyniki znacznie tańszych badań z zastosowaniem techniki CCTV.

2. DLACZEGO OCENA STANU TECHNICZNEGO PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH JEST ZAGADNIENIEM SZCZEGÓLNIE TRUDNYM?

Ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych jest zagadnieniem trudnym m.in. z uwagi na dużą różnorodność materiałów [1] stosowanych do ich budowy.

Przewody kanalizacyjne wykonywano z betonu, żelbetu, fibrobetonu, betonu sprężonego, eternitu, kamionki, tworzyw sztucznych termoplastycznych (PVC, PE-HD, PP) i chemoutwardzalnych (GRP), bazaltu, stali i żeliwa szarego lub sferoidalnego. Budowano je także stosując cegły kanalizacyjne (głównie w XIX wieku, rzadziej w XX), a jeszcze dawniej z drewna i kamienia.

Przewody kanalizacyjne posiadają zróżnicowane przekroje poprzeczne: kołowe, jajowe, dzwonkowe i kilkanaście innych. Wielkość przekroju poprzecznego przewodów ustala się w trakcie ich hydraulicznego wymiarowania, różnego w przypadku kanalizacji sanitarnej, deszczowej i ogólnospławnej. Na sieciach zewnętrznych najmniejsza średnica kanałów o przekroju kołowym wynosi 200 mm ale w dużych aglomeracjach miejskich średnice te dochodzą do kilku metrów. Prawdopodobnie największy wbudowany kanał o przekroju kołowym w chwili obecnej ma średnicę wewnętrzną 12,8 m [2], a więc znacznie większą niż wiele tuneli drogowych, kolejowych czy metra.

Przewody kanalizacyjne zwykle projektuje się jako grawitacyjne, rzadziej ciśnieniowe lub podciśnieniowe.

W zależności od materiału który zastosowano do budowy przewodów konstrukcja ich jest sztywna, sprężysta lub lepko sprężysta. Stąd też w zależności od tzw. sztywności układu kanał-grunt na kanał oddziałuje z boku parcie graniczne gruntu (parcie czynne), parcie pośrednie, parcie spoczynkowe, odpór pośredni lub odpór graniczny gruntu (parcie bierne).

Przewody kanalizacyjne wymiaruje się konstrukcyjnie stosując nie metodę stanów granicznych ale stosowaną dawniej powszechnie w budownictwie metodę odkształceń plastycznych.

W przypadku niektórych rur o konstrukcji sztywnej (np. betonowych czy kamionkowych) określa się wymaganą nośność [3], a następnie dobiera się rury z katalogu w którym są one podane z reguły w trzech lub czterech klasach nośności. W przypadku innych rur oblicza się skrajne naprężenia w wierzchołku, boku i dnie dobierając taką grubość rur która spełni wymóg nieprzekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających lub ściskających.

Rury z tworzyw termoplastycznych projektuje się sprawdzając warunek dopuszczalnych naprężeń, ugięć i warunek utraty stateczności. Przy projektowaniu należy pamiętać że warunki te są w ścisłej relacji z temperaturą w której rury są eksploatowane. Rury te, z uwagi na ich starzenie się, projektuje się na parametry długookresowe, tj. np. w przypadku rur polietylenowych PE 80 do wymiarowania konstrukcyjnego przyjmuje się nie moduł krótkookresowy E_{RK} = 900 MPa lecz długookresowy E_{RL} = 160 MPa.

Przy wymiarowaniu rur żywicznych zbrojonych włóknem szklanym GRP dodatkowo sprawdza się warunek rozciągania skrajnych włókien.

Ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych jest zagadnieniem trudnym, gdyż rury wykonane z tego samego materiału np. polietylenu mogą być różnej generacji. Mogą to być rury PE25, PE32, PE63, PE80, PE100, czy PE100RC. Identyfikacja rodzaju rur wykonanych z tego samego materiału niekiedy jest łatwa (w przypadku np. rur betonowych), a bardzo trudna lub wręcz niemożliwa np. w przypadku rur polietylenowych.

Szczególnie trudne są ekspertyzy rur z tworzyw termoplastycznych, które jako ciśnieniowe z upływem czasu zmieniają swoje parametry geometryczne (np. rury PE zwiększają swoją średnicę do około 7,8% [4]).

W ostatnich latach bardzo często buduje się przewody kanalizacyjne przy zastosowaniu metod bezwykopowych [2]. Konstrukcje tych przewodów wymiaruje się inaczej [3] niż przewodów budowanych metodami tradycyjnymi w wykopach.

Przy wykonywaniu ekspertyz konstrukcyjnych przewodów kanalizacyjnych dodatkową trudnością jest określenie tempa zmian reologicznych w gruncie zachodzących wokół konstrukcji kanałowej.

W przypadku szczelnych przewodów kanalizacyjnych w niektórych przypadkach zmiany te przyczyniają się do kilkukrotnego zmniejszenia się naprężeń w ściankach rur a w przypadku nieszczelnych kanałów wskutek destabilizacji otoczenia zewnątrzkanałowego do nieraz znaczącego ich zwiększenia w stosunku do naprężeń początkowych, na które zaprojektowano przewody.

Kolejna trudność dotycząca oceny stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych – podobnie jak innych obiektów liniowych – wynika z faktu, iż wyniki ekspertyzy wykonanej w kilku miejscach na trasie kanału o długości np. 1 km niekoniecznie muszą być miarodajne dla tego przewodu w innych miejscach. Na trasie tego kanału mogły być układane rury o różnych parametrach wytrzymałościowych, mogły być one w różnych miejscach mniej lub bardziej starannie wbudowane, czy poddane różnym w różnych miejscach destrukcyjnym oddziaływaniom wewnątrz, lub zewnątrzkanałowym.

3. EKSPERTYZY KONSTRUKCYJNE PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH

3.1. Zakres ekspertyzy

Ocena bezpieczeństwa eksploatowanego kanału dawno wbudowanego jest możliwa po wykonaniu określonych badań w wykopie po jego odkopaniu. Konieczne jest wykonanie pomiarów geometrycznych kanału, badań własności materiałowych jego konstrukcji wykonywanych najczęściej metodami nieniszczącymi oraz dokonanie oceny sposobu posadowienia kanału w gruncie. W przypadku kanałów żelbetowych istotne jest ustalenie rodzaju zastosowanych prętów zbrojeniowych (rodzaj stali, średnica prętów), odległości rozmieszczenia prętów zbrojeniowych oraz grubości otuliny zbrojenia.

Wskazane jest także sprawdzenie szczelności złączy rur oraz sposobu ich uszczelnienia.

Istotne dla dokonania oceny bezpieczeństwa konstrukcji kanałowych są także geotechniczne badania gruntu wokół kanału. Badania te umożliwiają określenie rodzaju gruntu zasypowego oraz stopnia jego zagęszczenia. Wielkości te są niezbędne do ustalenia obciążeń oddziałujących na konstrukcję kanałową.

Następnie należy sporządzić obliczenia statyczno – wytrzymałościowe uwzględniając wpływy reologiczne, jakie zaszły w gruncie po wbudowaniu kanału. Realizacja tych obliczeń możliwa jest w oparciu o m.in. [3].

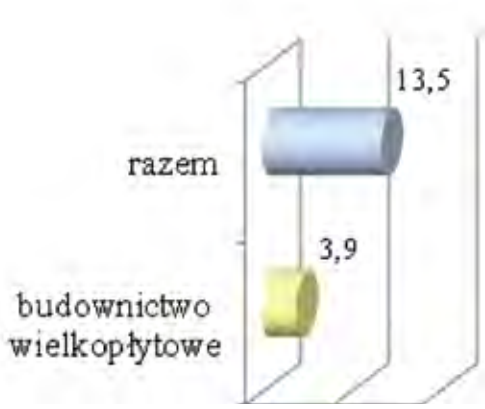
Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe umożliwiają określenie współczynnika bezpieczeństwa badanego kanału.

Poniżej podano przykłady [5] dwu różnych skrajnych ekspertyz przewodów kanalizacyjnych:

- pierwszą, w której na podstawie zaobserwowanej korozji wewnętrznych ścian przewodu podjęto decyzję o jego bezwykopowej rekonstrukcji. Ekspertyza wykazała, że jest ona niepotrzebna,
- drugą, w której zaobserwowane nieszczelności sugerowały jedynie konieczność uszczelnienia złączy rur. Ekspertyza wykazała, że jest wymagana rekonstrukcja kanału.

3.2. Przykład nr 1 ekspertyzy konstrukcyjnej kolektora kanalizacyjnego

Bezpośrednią przyczyną wykonania ekspertyzy było podjęcie decyzji o budowie ronda na nasypie nad istniejącym kolektorem żelbetowym ø 800mm ułożonym dotychczas w terenie zielonym. Po wybudowaniu i przekazaniu ronda do użytku, na istniejący kolektor będą zatem dodatkowo oddziaływać obciążenia stałe od gruntu nasypowego i obciążenia użytkowe od ciężkiego taboru samochodowego.

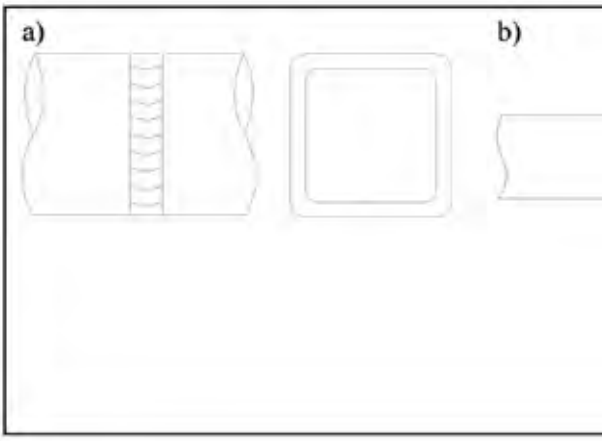


Rys. 1. Korozja wewnętrznych ścian kanału (zdjęcie własne)

Biorąc pod uwagę, iż kolektor był eksploatowany ok. 40 lat, inspekcja video wykazała korozję ścian wewnętrznych kanału (rys. 1) oraz, iż po wybudowaniu nasypu i wykonaniu ronda będą poruszać się po nim ciężkie pojazdy, podjęto wstępną decyzję o bezwykopowej odnowie kolektora.

Nieniszczące badania betonu zastosowanego w konstrukcji kanałowej wykazały, że posiada on klasę C20/25. Grubość ściany kanału była nieco mniejsza od początkowej równej 9cm i wyniosła w najcieńszym przekroju 82mm, a zbrojenie konstrukcyjne obwodowe ułożone było bliżej zewnętrznej krawędzi ścianki (otulina zbrojenia wynosiła 26mm) i wykonane było z prętów stalowych o średnicy 8mm.

Kolektor ułożono na podłożu betonowym uformowanym na kącie 90° i był on obetonowany na całym obwodzie (rys. 2) (o czym nie wiedziano przed podjęciem ekspertyzy). Grubość obetonowania w wierzchołku była zmienna i wynosiła od ok. 16cm do ok. 20cm, a w bokach i dnie kanału około 14cm.



Rys. 2. Kolektor żelbetowy ø 800 mm z betonową obudową jego konstrukcji na całym obwodzie, oraz w przedniej części zdjęcia bez niej – na odcinku tym została ona usunięta bezpośrednio przed wykonaniem ekspertyzy (zdjęcie własne)

W oparciu o uzyskane dane z ekspertyzy wykonano obliczenia statyczno – wytrzymałościowe kolektora (bazując na zaleceniach [3]) dla przypadku wystąpienia obciążeń najbardziej niekorzystnych, dla konstrukcji kanałowej.

Przyjmując w obliczeniach najbardziej niekorzystne założenia, tj. że analizowany kanał nie jest obetonowany a posadowiony w gruncie na kącie wsparcia równym 90°, że kanał ten odkopano i ponownie zasypano (wtedy obciążenia od gruntu są największe) oraz, że po zasypaniu, obciążono go taborem samochodowym 600kN (obciążenie wyjątkowe), okazało się, że w najbardziej wytężonym przekroju (w dnie kanału) jego nośność była wyższa od wymaganej o 22%, dla klasy bezpieczeństwa A, dla której przyjmuje się współczynnik bezpieczeństwa $\gamma = 1{,}75$.

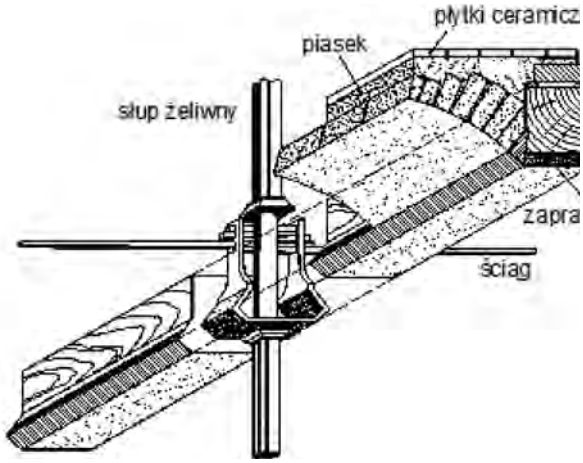
Uwzględniając w obliczeniach potwierdzony ekspertyzą stan faktyczny, tj. obetonowanie konstrukcji kanałowej betonem o ustalonej w trakcie ekspertyzy grubości na całym obwodzie stwierdzono, że wartość współczynnika bezpieczeństwa konstrukcji kanałowej dla tego przypadku wynosi $\gamma = 3{,}66 \div 4{,}88$ i jest znacznie większa od wartości wymaganej równej 1,75.

W przypadku tej ekspertyzy, nie wiedząc wcześniej o tym, iż korozja ścian wewnętrznych kanału ma wyłącznie charakter powierzchniowy i nie wiedząc również, iż kolektor jest obetonowany na całym obwodzie (co zwiększa jego współczynnik bezpieczeństwa od ok. 6 do ok. 8 razy, a biorąc pod uwagę fakt, iż nad kolektorem wykonana zostanie nawierzchnia drogowa na nasypie, po której będą poruszać się ciężkie samochody, przyjęto iż konieczna będzie jego bezwykopowa rekonstrukcja. Tymczasem głównie z uwagi na wymienione wcześniej pierwsze dwa czynniki (niewielka korozja plus obetonowanie kolektora) okazało się, że analizowany kanał nie wymaga odnowy.

3.3. Przykład nr 2 ekspertyzy konstrukcyjnej kolektora kanalizacyjnego

Przyczyną wykonania ekspertyzy żelbetowego kolektora kanalizacyjnego WIPRO o średnicy 1800mm położonego pod terenami zielonymi była decyzja o budowie czteropasmowej obwodnicy miejskiej na nasypie ułożonym bezpośrednio wzdłuż fragmentu trasy przedmiotowego kolektora. Był on wybudowany ponad 20 lat temu i do chwili podjęcia badania nie był eksploatowany.

Inspekcja kanału wykazała ubytki (wykruszenia) rur w obszarze złączy, liczne narosty poinfiltracyjne na złączach rur świadczące o okresowym występowaniu zjawiska infiltracji wód gruntowych do wnętrza kanału, a także miejsca czynnego przecieku wód gruntowych w postaci kropel (rys. 3) lub bardziej intensywnych wycieków.



Rys. 3. Wyciek kroplowy z nieszczelnego złącza z widocznym narostem poinfiltracyjnym (zdjęcie własne)

Nie stwierdzono jakichkolwiek innych uszkodzeń w przedmiotowym kolektorze.

Z uwagi na nieszczelność kolektora wstępnie postanowiono uszczelnić złącza rur, aby w przyszłości wraz z wodą gruntową nie przedostawał się do wnętrza kanału grunt powodując zagrożenie osiadania lub zapadania się nawierzchni ulicznej planowanej do wykonania nad tym kanałem.

Celem ekspertyzy było ustalenie wartości współczynnika bezpieczeństwa kanału dla docelowych obciążeń konstrukcji kanałowej oraz dobór optymalnej technologii uszczelnienia kanału.

Badania rur potwierdziły, że analizowany kolektor wybudowano z rur żelbetowych WIPRO o trzecie najwyższej klasie nośności równej 270kN/m.

W następnej kolejności przystąpiono do zbadania rodzaju podłoża pod konstrukcją kanału. Stwierdzono – co było dużym zaskoczeniem i jednocześnie miało bardzo istotny wpływ na ostateczny wynik ekspertyzy – że rury układano na płytach betonowych, a nie tak jak było to podane w projekcie, na podłożu z piasku stabilizowanego cementem uformowanym do kąta 90°. Stwierdzono również, że zmieniając technologię posadawiania rur na podłożu nie zastosowano tzw. „podbicia" rur betonem po bokach do określonego kąta posadowienia. Istniejące posadowienie jest niedopuszczalne. Jest ono bardzo niekorzystne ze względów statyczno – wytrzymałościo-

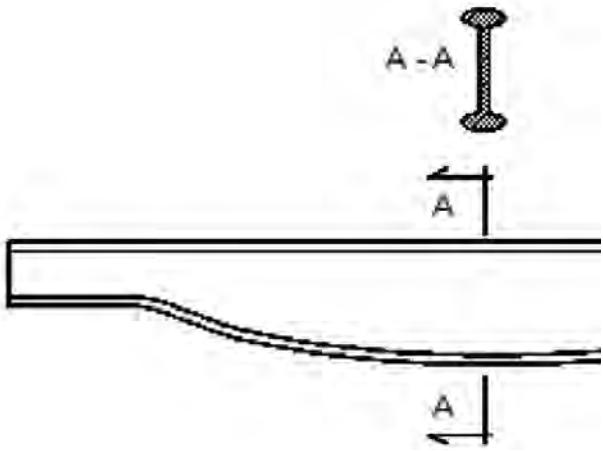
wych, gdyż odpór podłoża zamiast być rozłożony na określonym obszarze rury, np. na kącie 90°, jest punktowo skoncentrowany w formie siły skupionej w dnie rur.

Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe wykonano dla przypadku najbardziej niekorzystnego dla konstrukcji rur, tj. z uwzględnieniem obciążeń występujących bezpośrednio po zasypaniu kanału gruntem, obciążeniu ich naziomem z nasypu drogowego oraz taborem samochodowym o ciężarze 300kN.

Współczynnik bezpieczeństwa konstrukcji kanałowej ustalony w wyniku przeprowadzonych obliczeń statyczno – wytrzymałościowych wyniósł 1,16 i był on niższy od wymaganego dla klasy bezpieczeństwa A równego 1,75. Sprawdzono, że gdyby kanał obetonowano w obszarze dna na wycinku koła o kącie 90°, współczynnik bezpieczeństwa wyniósłby 2,22 i byłby wyższy od wymaganego.

Wynik tej ekspertyzy, podobnie jak poprzedniej, był pewnym zaskoczeniem. Spodziewano się, że wystarczy uszczelnić kanał w złączach rur, a tymczasem okazało się, że konieczna jest odnowa przedmiotowego kolektora przy zastosowaniu technologii z nośną powłoką konstrukcyjną.

Rozważano 3 technologie alternatywne pod względem technicznym tj. (długi Relining z rur PE, krótki Relining z rur żywicznych GRP oraz zastosowanie powłoki żywicznej utwardzanej „in situ" [2]). Najkorzystniejszym rozwiązaniem ze względów finansowych okazało się zastosowanie technologii długiego Reliningu z użyciem rur polietylenowych (rys. 4).



Rys. 4. Wciąganie polietylenowych rur Spiro ø1500 mm do wnętrza kolektora ø1800 mm (zdjęcie własne)

3.4. Czy ekspertyzy konstrukcyjne przewodów kanalizacyjnych są przydatne w planowaniu ich bezwykopowej odnowy?

Biorąc pod uwagę fakt, iż długości przewodów kanalizacyjnych deszczowych, sanitarnych i ogólnospławnych w dużych miastach wynoszą setki kilometrów trudno sobie wyobrazić wykonywanie ekspertyz konstrukcyjnych na każdym z tych kanałów, na każdej z ulic, tym bardziej iż często na tej samej ulicy są kanały o różnej wielkości, o różnych przekrojach poprzecznych, wykonane rur o różnych materiałach.

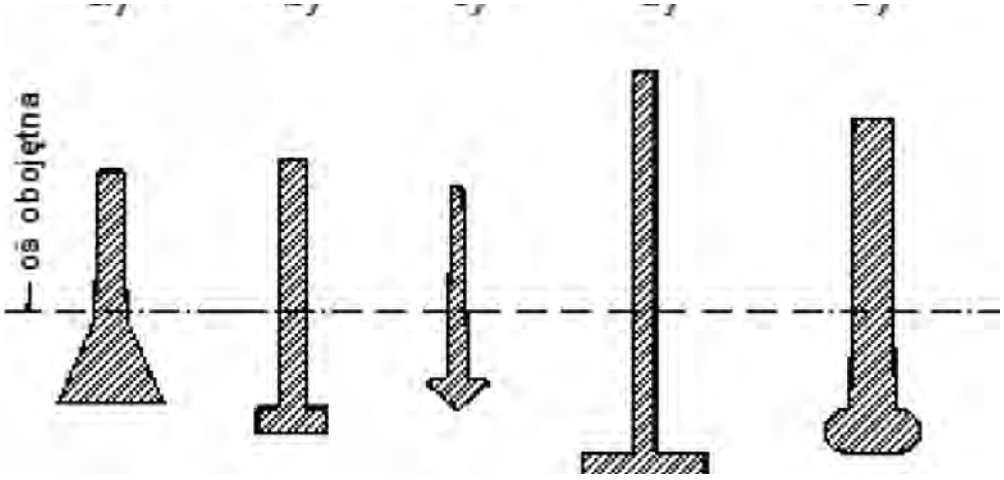
Rozwiązaniem sensownym biorąc pod uwagę względy techniczno – ekonomiczne jest stosowanie do badań stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych techniki CCTV opisanej m.in. w [2,6,7].

W oparciu o uzyskane wyniki badań można jedynie szacować stan techniczny badanych przewodów.

4. PRÓBY OCENY STANU TECHNICZNEGO PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH W OPARCIU O WYNIKI BADAŃ TECHNIKĄ CCTV

4.1. Techniki diagnostyki rurociągów podziemnych

Ogólnie techniki diagnostyki rurociągów podziemnych można podzielić na techniki wykorzystujące metody nieniszczące, które są prowadzone bezwykopowo oraz techniki wykorzystujące metody niszczące, polegające na odkopaniu przewodu oraz jego dokładnym zbadaniu. Nieniszczące techniki diagnostyki – NDT, (ang. *Non-Destructive Testing*), można podzielić ze względu na sposób przeprowadzania kontroli na cztery grupy: inspekcję wizualną, metody elektromagnetyczne, metody akustyczne oraz metody ultradźwiękowe (rys. 5).



Rys. 5. Metody diagnostyki rurociągów podziemnych wykonanych z rur z betonu sprężonego

Liczba metod stosowanych do nieniszczących badań rurociągów stale wzrasta. Przykładowo liczba dostępnych metod do inspekcji rurociągów wzrosła w USA z 19 w 2009 roku do 37 w 2012 roku. Każda z tych metod (rys. 5) posiada swoje zalety i ograniczenia, dlatego ważnym aspektem jest umiejętność ich doboru.

Podstawowym badaniem grawitacyjnych przewodów kanalizacyjnych jest tradycyjna metoda optycznej inspekcji CCTV, (ang. *Closed-Circut Television*). Podstawowymi elementami składowymi urządzeń stosowanych w tej metodzie jest kamera video zainstalowana na samojezdnym pojeździe, który porusza się wzdłuż rurociągu przy użyciu odpowiedniego systemu sterowania.

W ostatnich latach technika CCTV znacznie ewoluowała tworząc systemy w pełni cyfrowe z możliwością dostosowywania się do wielkości badanych przewodów oraz ich długości. Wyniki badań rejestrowane są na płytach DVD. Obecnie, do inspekcji rurociągów urządzeniami telewizyjnymi CCTV stosowane są systemy przenośne lub zabudowane na pojazdach inspekcyjnych, które składają się z takich podstawowych elementów, jak:

- panel sterujący z zabudowanym monitorem i urządzeniem nagrywającym,
- manualny lub zautomatyzowany kołowrót z nawiniętym kablem kamerowym i licznikiem badanych metrów,
- wózek kamerowy z napędem kołowym lub gąsienicowym,
- obrotowa głowica cyfrowej kamery z zabudowanym oświetleniem.

W trakcie inspekcji kanału za pomocą techniki CCTV oprócz obserwacji wizualnych można prowadzić dodatkowe pomiary, takie jak:

- pomiar spadków,
- pomiar deformacji profilu kanału,
- pomiar wielkości uszkodzeń (szczelin, ubytków).

Technika CCTV badania przewodów kanalizacyjnych jest systematycznie doskonalona. Najnowszej generacji – z okresu ostatnich kilku lat – urządzenia CCTV zawierają wbudowane sonary, lasery, georadary [8], urządzenia umożliwiające pomiar grubości rur, pomiar temperatury i wykrywanych gazów kanałowych oddziałujących korozyjnie na betonowe konstrukcje kanałowe. Jedną z najnowszych metod badawczych jest elektroskanowanie przewodów kanalizacyjnych [9].

Wiodący wkład w rozwoju wiedzy dotyczącej badań przewodów kanalizacyjnych z zastosowaniem techniki CCTV oraz oceny ich stanu technicznego wniosła Politechnika Świętokrzyska która badania te prowadzi od roku 1991 do chwili obecnej.

4.2. Możliwości oceny stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych w oparciu o wyniki ich badań techniką CCTV

W zdecydowanej większości przypadków brak jest możliwości dokonania dokładnej oceny bezpieczeństwa konstrukcji przewodów kanalizacyjnych w oparciu o wyniki ich badań techniką CCTV. Kamera kanalizacyjna pokazuje jedynie wnętrze kanału. Badanie kanału powszechnie stosowanymi kamerami CCTV nie dostarcza badającemu informacji o parametrach geometrycznych kanału, w tym grubości jego powłoki konstrukcyjnej, rodzaju złączy rur (dotyczy to głównie rur betonowych: czy jest złącze kielichowe, na styk czy na zakładkę), szczelności złączy rur w przypadku, gdy zwierciadło wody gruntowej znajduje się poniżej dna kanału, rodzaju zastosowanego uszczelnienia na złączu (uszczelka gumowa czy np. sznur konopny z bitumem), o stanie technicznym zewnętrznej powłoki rur (która może być znacząco skorodowana), o sposobie posadowienia kanału (rodzaju podłoża: gruntowe czy betonowe oraz kącie posadowienia kanału na podłożu gruntowym), o rodzaju i parametrach gruntu otaczającego kanał, w tym o możliwości występowania pustek powietrznych lub rozluźnień gruntu na zewnątrz konstrukcji kanałowej.

Skoro badanie kanału techniką video nie dostarcza badającemu tak wielu informacji, dlaczego jest ono zatem tak powszechnie stosowane? Otóż głównie dlatego, iż pozwala ono m.in. wykryć stany awaryjne lub przedawaryjne konstrukcji kanałowych oraz występowanie wad i nieprawidłowości typu hydrauliczno – eksploatacyjnego, takich jak osady denne, przerosty korzeni

drzew wrastające do wnętrza kanału, rozsunięcia złączy rur, występowanie nieprawidłowego spadku podłużnego, nieprawidłowego podłączenia przykanalików do kanału, czy występowanie zjawiska infiltracji wód gruntowych do wnętrza kanału.

Badając kanał techniką video należy zatem pamiętać, że badanie takie umożliwia jego hydrauliczno – eksploatacyjną ocenę, a tylko w pewnych nielicznych przypadkach, gdy obserwuje się poważne uszkodzenia konstrukcyjne (pęknięcia, pęknięcia z przemieszczeniem spękanych fragmentów rur i.t.p.) ocenę bezpieczeństwa jego konstrukcji.

Biorąc pod uwagę pojawianie się coraz to nowych urządzeń diagnostycznych (wielu jeszcze nie zastosowanych w Polsce) ilość pozyskiwanych danych do oceny stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych będzie systematycznie wzrastała.

Mimo iż badanie kanału techniką CCTV nie dostarcza szeregu ważnych danych niezbędnych do oceny stanu technicznego kanału biorąc pod uwagę kryterium jego bezpieczeństwa konstrukcyjnego podejmowane są liczne próby klasyfikowania przewodów kanalizacyjnych do kilku grup zróżnicowanych ich stanem technicznym i tym samym stopniem zagrożenia wystąpienia ich awarii.

4.3. Metody klasyfikacji przewodów kanalizacyjnych z uwagi na ich stan techniczny i ryzyko awarii

W różnych krajach opracowywane są metody klasyfikacji przewodów kanalizacyjnych w zależności od rodzaju i wielkości zaobserwowanych w nich uszkodzeń do trzech, czterech, pięciu lub sześciu grup począwszy od kanałów najbardziej do najmniej zagrożonych wystąpieniem awarii. Zestawienie tych metod zamieszczono m.in. w [6,7,10].

Na Politechnice Świętokrzyskiej została opracowana metoda klasyfikowania przewodów kanalizacyjnych do jednej z pięciu klas [6,11] zróżnicowanych stanem technicznym, biorąc łącznie pod uwagę 22 różne możliwe uszkodzenia.

Na bazie tej metodyki opracowano algorytm EK-01 [6] umożliwiający klasyfikowanie tych przewodów do odnowy (bieżąca konserwacja, naprawa, uszczelnienie, renowacja, rekonstrukcja, wymiana) biorąc pod uwagę zarówno stan techniczny tych przewodów jak również konsekwencje wystąpienia awarii.

Konsekwencje awarii mogą być bardzo różne w przypadku kanałów o małych przekrojach, np. kanałów ø 200 mm ułożonych płytko pod terenami zielonymi w gruntach suchych a zupełnie inne w przypadku kanałów o dużych średnicach np. ø 3000 mm ułożonych głęboko w gruntach nawodnionych, pod ulicami w śródmieściach dużych miast.

Na rys. 6 pokazano przykłady 4 różnych awarii przewodów kanalizacyjnych. Konsekwencje tych awarii jak widać na tych zdjęciach są poważne.

Rys. 6. Przykłady skutków awarii przewodów kanalizacyjnych [12]

Najnowsza z metod, metoda ABCDE opracowana również na Politechnice Świętokrzyskiej [13], jako kryterium typowania kanałów do odnowy przyjmuje stan techniczny kanału i ryzyko jego awarii dla dwu różnych kryteriów: bezpieczeństwa konstrukcyjnego i kryterium zagrożeń środowiska (uwzględniającego nieprawidłowości eksploatacyjne).

Metoda ABCDE umożliwia, na podstawie dokonania oceny stanu technicznego przewodu kanalizacyjnego zbadanego z zastosowaniem techniki CCTV, oszacowanie jego stanu technicznego.

Polega ona na przyporządkowaniu każdemu odcinkowi przewodu kanalizacyjnego w danym mieście pięciocyfrowego kodu liczbowego A, B, C, D, E, określającego kolejno kategorię prawdopodobieństwa awarii i kategorię ryzyka, oddzielnie dla kryterium bezpieczeństwa konstrukcyjnego (uwzględniającego uszkodzenia konstrukcyjne, takie jak np. pęknięcia, ubytki, korozja ścian, starcie dna, itp.) oraz dla kryterium eksploatacyjnego (uwzględniającego takie nieprawidłowości eksploatacyjne jak np. przerosty korzeni drzew, infiltracja wody gruntowej, wystające przykanaliki, osady denne, itp.), gdzie:

A – liczba od 1 do 5 określająca kategorię prawdopodobieństwa awarii przewodu kanalizacyjnego ustalona przy uwzględnieniu wyłącznie badań CCTV dla kryterium bezpieczeństwa konstrukcyjnego, przy czym wraz ze wzrostem liczby A wzrasta prawdopodobieństwo awarii przewodu kanalizacyjnego i pilność jego odnowy,

B – liczba od 1 do 25, stanowiąca miarę ryzyka awarii przewodu kanalizacyjnego dla kryterium bezpieczeństwa konstrukcyjnego, uwzględniająca prawdopodobieństwo i konsekwencje wystąpienia awarii. Przy tym samym stanie technicznym przewodu kanalizacyjnego inne są konsekwencje awarii np. płytko ułożonego kanału o niewielkiej średnicy w gruntach suchych w terenie zielonym, a inne np. kanału o dużym przekroju poprzecznym, głęboko

ułożonego w gruncie nawodnionym, w centrum miasta, pod ulicą o dużym natężeniu ruchu ulicznego. Przyjęto, że ryzyko awarii przewodu kanalizacyjnego uwzględniające prawdopodobieństwo i konsekwencje jego wystąpienia wzrasta wraz ze wzrostem liczby B od niskiego poprzez średnie, wysokie do bardzo wysokiego,

C – liczba od 1 do 5 określająca kategorię prawdopodobieństwa awarii przewodu kanalizacyjnego ustalona przy uwzględnieniu wyłącznie badań CCTV dla kryterium eksploatacyjnego uwzględniającego zagrożenia środowiskowe, przy czym wraz ze wzrostem liczby C wzrasta prawdopodobieństwo awarii przewodu kanalizacyjnego i pilność eliminacji nieprawidłowości eksploatacyjnych,

D – liczba od 1 do 25 jak w przypadku **B**, stanowiąca miarę ryzyka dla kryterium eksploatacyjnego uwzględniającego zagrożenia środowiskowe,

E – ostatnie dwie cyfry roku, w którym wykonano badanie stanu technicznego przewodu kanalizacyjnego.

5. UWAGI KOŃCOWE

Ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych możliwa jest poprzez ich odkopanie, wykonanie stosownych badań a następnie wykonanie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych umożliwiających ustalenie współczynnika bezpieczeństwa.

Biorąc pod uwagę, iż przewody kanalizacyjne są budowlami liniowymi wynik ekspertyzy może nie być miarodajny dla tego samego kanału w innych miejscach na trasie jego ułożenia. Rury ułożone w innych miejscach mogą mieć inne parametry wytrzymałościowe, mogły być wbudowane z pewnymi uszkodzeniami (pochodzącymi z okresu ich montażu lub transportu), mogły być mniej lub bardziej starannie posadowione w gruncie czy ułożone np. w mniej lub bardziej starannie zagęszczonym gruncie czy np. są eksploatowane w mniej lub bardziej korozyjnym środowisku gruntowo-wodnym.

Z uwagi na wysoki koszt realizacji takich ekspertyz oraz duże długości przewodów kanalizacyjnych w miastach racjonalnym rozwiązaniem jest stosowanie bezinwazyjnych technik ich diagnostyki umożliwiających szacowanie ich stanu technicznego na podstawie tylko niektórych spośród kompletnego zbioru danych umożliwiających dokładną ocenę ich stanu technicznego. Przydatna w tym celu może być metoda ABCDE. Umożliwia ona wstępne oszacowanie stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych z wytypowaniem kanałów, których odnowa, bądź bieżąca konserwacja są bardzo pilne. Syntetyczna ocena stanu technicznego kanałów oraz ryzyka ich awarii uwzględniającego konsekwencje awarii w formie 5-cio cyfrowego zapisu umożliwia zgromadzenie w przedsiębiorstwie na jednej mapie informacji o stanie technicznym i ryzyku awarii wszystkich przewodów kanalizacyjnych w mieście. Jest to przydatne do szybkiego wytypowania przewodów, które najpilniej wymagają odnowy lub bieżącej konserwacji.

Literatura

[1] Kuliczkowski A.: *Rury kanalizacyjne, t. III: Rury o konstrukcji sztywnej i sprężystej*. Monografia nr M4, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2008.

[2] Praca zbiorowa pod red. Andrzeja Kuliczkowskiego : *Technologie Bezwykopowe w Inżynierii Środowiska*. Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa, 2010, s. 735.

[3] Kuliczkowski A.: *Rury kanalizacyjne, t. II: Projektowanie konstrukcji*. Monografia nr 42, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2004.

[4] Janson L.: *Rury z tworzyw sztucznych do zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków*. PRiK, Toruń, 2010, s. 372.

[5] Kuliczkowski A., Kuliczkowska E., Parka A.: *Field measurements of sewer main structural integrity*. In: Proceedings of 21th International Conference NO-DIG 2011, North American Society for Trenchless Technology, Washington, D., C., Paper E-3-04, pp. 9.

[6] Kuliczkowska E.: *Kryteria planowania bezwykopowej odnowy nieprzełazowych przewodów kanalizacyjnych*. Monografia nr M3, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2008.

[7] Madryas C., Przybyła B., Wysocki L.: *Badanie i ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2010.

[8] Kuliczkowska E., Nadstawna E.: *Diagnostyka przewodów kanalizacyjnych georadarami przemieszczającymi się w ich wnętrzu*. INSTAL Teoria i praktyka w instalacjach, 2012, 2, s. 64-64.

[9] Kuliczkowska E., Mogielski K.: *Diagnostyka stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych z zastosowaniem metody elektroskanowania*. INSTAL. Teoria i praktyka w instalacjach, 2012,12.

[10] Królikowska J.: *Niezawodność funkcjonowania i bezpieczeństwa sieci kanalizacyjnej*. Monografia nr 382, Politechnika Krakowska, Kraków 2010.

[11] Kuliczkowski A., Kuliczkowska E., Kubicka U.: *The criterions of urgency of sewerlines rehabilitation*. In Procedings of 20th International Conference NO-DIG 2010, North American Society for Trenchless Technology, Chicago, Illionois, 2010, Paper A-4-05, pp. 9.

[12] Kuliczkowska E.: *Kategorie awarii przewodów kanalizacyjnych*. Materiały konferencyjne: Nowe technologie w sieciach i instalacjach wod-kan 2014, Politechnika Śląska, Gliwice, 2014.

[13] Kuliczkowska E.: *Metoda ABCDE zarządzania stanem technicznym przewodów kanalizacyjnych*. Materiały konferencyjne: Technologie bezwykopowe NO-DIG Poland 2014, Kielce, 2014.

THE POSSIBILITIES OF A SEWER PIPELINES CONDITION ASSESSMENT.

Krzysztof WOJDYGA[1]

OCENA SPRAWNOŚCI DZIAŁANIA SIECI CIEPŁOWNICZYCH I TECHNOLOGICZNYCH

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono bardzo ważny problem eksploatacji systemów przesyłania i dystrybucji ciepła z uwagi na trwałość elementów urządzeń w energetyce i ciepłownictwie, strat ciepła czynnika grzewczego, szczelności systemu ciepłowniczego oraz właściwego doboru parametrów hydraulicznych. Wskazano zjawiska, które decydują o sprawności działania systemu ciepłowniczego w aspekcie niezawodności dostawy ciepła, mieszkańcom aglomeracji miejskich, w każdych warunkach przy jednocześnie niskich kosztach ciepła i ograniczeniu emisji zanieczyszczeń.

SŁOWA KLUCZOWE: sieci ciepłownicze, stan techniczny, straty ciepła, szczelność systemu ciepłowniczego, monitoring sieci ciepłowniczych

1. WSTĘP

Przedsiębiorstwa dostarczające ciepło mieszkańcom aglomeracji miejskich powinny zapewnić niezawodność dostawy w każdych warunkach przy jednocześnie pożądanych niskich kosztach ciepła i ograniczeniu emisji zanieczyszczeń pochodzących z procesu spalania. W ostatnim dziesięcioleciu nastąpił duży postęp w zakresie modernizacji zarówno układów wytwarzających ciepło jak również systemów przesyłania i dystrybucji ciepła. Poprawiono sprawności wytwarzania energii w źródłach, zmniejszono straty ciepła na przesyle. Modernizacja węzłów ciepłowniczych i montaż układów automatyki pogodowej pozwoliły również na podniesienie sprawności całego układu ciepłowniczego. Procesy termomodernizacji zasobów mieszkaniowych również w sposób istotny wpłynęły na zmiany w sposobie eksploatacji systemów ciepłowniczych. Przeciążone

[1] prof. nzw.dr hab. inż. Krzysztof Wojdyga – Politechnika Warszawska

do tej pory układy rurociągów okazały się obecnie zbyt duże, przewymiarowane. Wpływa to na obniżenie sprawności przesyłania ciepła. Dalsza racjonalizacja produkcji i przesyłania ciepła jest możliwa, a korzyści możliwe do uzyskania duże.

Niewłaściwa eksploatacja w tym możliwość wystąpienia uderzenia hydraulicznego może doprowadzić do totalnej awarii systemu ciepłowniczego. Zjawiska takie sporadycznie jednak występują w systemach ciepłowniczych.

Kolejną ważną przyczyną niewłaściwej eksploatacji rurociągów są straty ciepła czynnika grzewczego. Można tutaj wyróżnić dwie części składowe:

- straty ciepła przez przenikanie ciepła z powierzchni izolacji rurociągów,
- straty ciepła związane z nieszczelnościami rurociągów.

Istotnym czynnikiem wpływającym na warunki eksploatacyjne i prawidłową pracę systemu ciepłowniczego jest właściwy dobór parametrów hydraulicznych takich jak przepływy i straty ciśnienia. Optymalizacja parametrów hydraulicznych pozwala na znaczne oszczędności energii w systemie.

2. STAN TECHNICZNY

W ciepłownictwie tak źródła jak i sieci pracują przy zmiennych okresowo (losowo) obciążeniach cieplnych i mechanicznych. Te obciążenia powodują występowanie w nich lokalnych spiętrzeń naprężeń i lokalne odkształcenia – tak w zakresie sprężystym, jak i plastycznym. Może to być przyczyną różnego rodzaju uszkodzeń materiału. Miejscami narażonymi na wspomniane uszkodzenia są obszary spiętrzenia naprężeń wywołane m.in. różnego rodzaju nieciągłościami, karbami czy dużymi gradientami temperatur.

Bardzo często wspomniane powyżej przyczyny kumulują się. Dlatego też materiały stosowane na urządzenie w energetyce zawodowej, przemysłowej i ciepłownictwie winny posiadać:

- odpowiednio wysoką granicę plastyczności w temperaturze pracy;
- odpowiednio wysoką czasową wytrzymałość na pełzanie w temperaturze pracy;
- małą podatność na kruche pękanie w niskiej i wysokiej temperaturze;
- bardzo dobrą lub dobrą spawalność;
- stabilną strukturę, nie ulegającą zmianie pod wpływem czasu i pracy w podwyższonych temperaturach.

„Trwałość (*life-time*) jest umownym, kompleksowym wskaźnikiem łączącym w sobie wiele cech, jak strukturę i własności materiałowe oraz między innymi takich czynników, jak warunki obciążeniowe i eksploatacyjne elementu konstrukcji. Pojecie trwałości wiąże się z określeniem :

- czasu granicznego (czasu pracy) do zniszczenia elementu;
- granicznej liczby cykli (zmian obciążenia) do zniszczenia;
- liczby operacji lub zabiegów technologicznych;
- liczby innych wielkości mierzalnych, po których – przy założonym kryterium – nastąpi zniszczenie lub utrata zdolności spełniania wymaganej funkcji.

Na trwałość elementów urządzeń w energetyce, ciepłownictwie i innych gałęziach przemysłu wpływają następujące (najważniejsze) czynniki:

- konstrukcja;
- technologia wykonania;
- wykonawstwo (jego jakość);

- montaż;
- sposób eksploatacji;
- konserwacja, naprawy i modernizacje.

Przykładowe główne czynniki eksploatacyjne wpływające na trwałość kotła wodnego to :
- liczba uruchomień i odstawień kotła (w tym z jakiego stanu: zimnego czy gorącego);
- przebiegi uruchomień i odstawień (szybkość nagrzewania i chłodzenia, szybkość wzrostu i spadku ciśnienia);
- przebieg eksploatacji (szybkość zmian obciążenia, jego poziom, sposób prowadzenia kotła – w tym istniejący układ automatyki);
- przeciążenia (temperaturowe, ciśnieniowe, przepływowe);
- szoki termiczne;
- uderzenia hydrauliczne;
- jakość wody kotłowej;
- agresywność spalin (i ich temperatura);

Główne przyczyny uszkodzeń (i niszczenia) elementów kotłów (wodnych i parowych) można podzielić na dwie grupy. Do pierwszej należą:
- przekroczenia temperatury obliczeniowej elementów;
- zmiany struktury, procesy fizyko-chemiczne (korozja i erozja różnego rodzaju);
- przekroczenia dopuszczalnego czasu pracy.

Powyższe przyczyny są powodem zmian własności materiału i w konsekwencji uszkodzeń i awarii.

Drugą grupę głównych przyczyn uszkodzeń stanowią :
- naprężenia dodatkowe w elementach (np. na skutek przekroczenia ciśnienia, złego montażu, niewłaściwego podparcia czy zawieszenia elementów, przenoszenia sił i momentów z innych elementów);
- trwałe odkształcenia plastyczne (płyniecie materiału, brak kompensacji wydłużeń termicznych etc.).

Powodując przyrost naprężeń można prowadzić do przekroczenia naprężeń dopuszczalnych czy też przekroczenia dopuszczalnej liczby cykli zmian naprężenia i w konsekwencji również doprowadzić do uszkodzeń i awarii.

Sieci ciepłownicze również narażone są na różnego rodzaju uszkodzenia, przy czym główne przyczyny są tu inne. W sieciach budowanych metodą tradycyjną będą to:
- korozja wewnętrzna spowodowana wodą złej jakości;
- korozja zewnętrzna spowodowana zawilgoceniem kanałów ciepłowniczych;
- błędy spawalnicze;
- błędy montażowe (np. brak naciągu wstępnego);
- uderzenia hydrauliczne.

Użytkownik nie jest w stanie kontrolować tak wszystkich etapów „produkcji” jednostki kotłowej czy sieci w trakcie budowy, jak i prawidłowej eksploatacji. Jednak korzystając z doświadczeń energetyki zawodowej należy zacząć myśleć o prostych systemach nadzoru pracy kotłów ciepłowniczych, które nie tylko będą pełniły funkcję automatyki procesu spalania, ale również

wiele innych funkcji.

Jednak w literaturze [1] można spotkać inną, poszerzoną definicję uszkodzenia „uszkodzenie to każde zdarzenie destrukcyjne powodujące pogorszenie jakości działania obiektu (elementu obiektu), które winno być wykryte w procesie diagnozowania". Takie uszkodzenie to m.in. zanik napięcia, ograniczenie skoku zaworu regulacyjnego przez ciało obce, spadek ciśnienia wody chłodzącej czy spadek sprawności wymiany ciepła na skutek wzrostu grubości pyłów na powierzchni wymiennika ciepła. Natomiast awaria to szczególnie groźne w skutkach uszkodzenie.

Monitoring i diagnostyka to najważniejsze elementy niezbędne dla utrzymania maszyny w dobrym stanie technicznym. Przez monitoring należy rozumieć:

- zbieranie danych pomiarowych;
- przetwarzanie danych i selekcja według ustalonych kryteriów;
- archiwizacja danych;
- możliwość sporządzania odpowiednich wydruków (tabele, wykresy etc.);
- porównywanie wielkości zmierzonych z wartościami granicznymi.

Diagnostyka (techniczna) to dziedzina wiedzy zajmująca się identyfikacją i oceną aktualnych, przeszłych i przyszłych stanów obiektu technicznego (z uwzględnieniem jego „otoczenia"). Diagnoza techniczna to rezultat procesu diagnozowania, stanowiący zbiór informacji o stanie (lub zbiorze możliwych stanów) obiektu oraz innych informacji potrzebnych do podjęcia decyzji dotyczących dalszego postępowania z obiektem technicznym. Przez diagnostykę będziemy rozumieć analizę pozyskiwanych danych.

3. OBLICZENIA HYDRAULICZNE

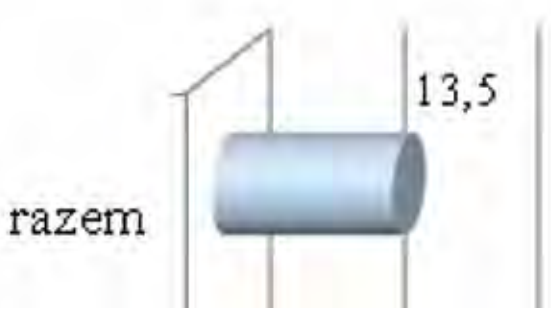
Podstawą analiz numerycznych przepustowości sieci ciepłowniczej w warunkach pracy wielu źródeł na wspólną sieć jest opracowanie bazy danych dla systemu ciepłowniczego zweryfikowanej wynikami pomiarów poligonowych przepływu oraz strat ciśnienia wody sieciowej. Budowa, struktura oraz jej szczegółowość wynika bezpośrednio z potrzeb stosowanych algorytmów obliczeń hydrauliczno – cieplnych układu – źródła ciepła, sieć ciepłownicza, węzły cieple. W programie powinny być uwzględnione dane otrzymane z innych systemów informatycznych takich jak: GIS (*Geographical Information System*), CIS (*Customer Information System*), MIS (*Management Information System*). System GIS może być bardzo użyteczny przy wprowadzaniu danych opisujących przebiegi rurociągów ciepłowniczych. W przypadku braku takiego systemu dla danego obszaru należy wykorzystać istniejące mapy najlepiej w skali 1:500 z naniesionymi rurociągami. Należy je zeskanować i w takiej postaci wprowadzić do programu komputerowego obliczeń hydraulicznych.

Jednym z narzędzi umożliwiającym dalszą racjonalizację są programy obliczeń hydraulicznych, przy wykorzystaniu których wykonywać można złożone analizy techniczne jak również ekonomiczne. Programy komputerowe obliczeń hydraulicznych służące do projektowania sieci rurociągów w systemach ciepłowniczych używane są od wielu lat. Dynamiczny rozwój technik informatycznych i technologii komputerowych sprawiły, że narzędzia służące do tych obliczeń stały się bardziej efektywne. W tym samym czasie zaawansowane systemy sterowania i monitoringu SCADA (ang. *Supervisory Control And Data Acquisition*) wprowadzone zostały do kontroli pracy systemów ciepłowniczych. Taki rozwój technologii, powiązany ze zwiększeniem efektywności energetycznej systemów produkcji i dystrybucji ciepła pozwolił na wykorzystanie analiz hydraulicznych prowadzonych w czasie rzeczywistym z uwzględnieniem systemu

regulacji z zbierania danych SCADA. W tym samym czasie ilość użytecznych danych o sieciach ciepłowniczych, parametrach eksploatacyjnych, odbiorcach ciepła itp. wzrosła znacznie lecz informacje te z reguły nie były wykorzystywane i nie osiągnięto możliwych do osiągnięcia efektów. Właściwe wykorzystanie danych z tych różnych źródeł w zaawansowanych programach komputerowych pomaga osiągnąć cel polegający na optymalizacji pracy systemu ciepłowniczego.

3.1 Straty ciepła

Powszechna opinia, że straty ciepła z sieci ciepłowniczej są duże, nie zawsze jest prawdziwa. Ogólna długość sieci ciepłowniczych w Polsce szacowana jest na ponad 18 tys. kilometrów. W tej ilości mieszczą się zarówno sieci o niewielkich stratach ciepła jak i sieci prawie bez izolacji cieplnej o stratach bardzo dużych. Z dostępnych danych wynika, że rzeczywiste średnioroczne straty ciepła w polskich systemach ciepłowniczych uwzględniające zarówno straty na drodze przenikania, jak i straty związane z ubytkami wody sieciowej w zależności od technologii wykonania, stanu technicznego i rozległości sieci mogą się zmieniać w zakresie 10–30 % wyprodukowanego ciepła. W okresie letnim, kiedy sieć ciepłownicza pracuje tylko na potrzeby przygotowania ciepłej wody użytkowej względne straty ciepła przekraczają niekiedy 50 %.



Rys. 1. Względne straty ciepła w systemach ciepłowniczych w krajach europejskich.[2].

Na rysunku 1 przedstawiono straty ciepła dla europejskich systemów ciepłowniczych na podstawie opracowania District Heat in Europe – Euroheat&Power 2011 [2]. Straty ciepła w sieciach ciepłowniczych odniesione do warunków obliczeniowych określone są na poziomie około 8 %. W przypadku zastosowania nowoczesnych rozwiązań, sieci z rur preizolowanych straty mogą być ograniczone do 6 %. Porównując wielkości te ze stratami ciepła występującymi w zagranicznych systemach ciepłowniczych można założyć, że istnieją realne możliwości, aby jeszcze straty ciepła znacznie ograniczyć. Przykładowo w Finlandii (gdzie temperatury obliczeniowe osiągają wartość – 38°C) średnioroczne straty ciepła szacowane są na poziomie 8–9 %. Wartości skrajne to 3 % dla najnowszych technologii izolacji rurociągów i 15 % dla sieci ciepłowniczych wykonanych w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku.

Określenie rzeczywistych strat ciepła i mocy w miejskich systemach ciepłowniczych jest zagadnieniem istotnym zarówno z ekonomicznego jak i technicznego powodu. Sieci ciepłownicze, w których nie występują stany ustalone znajdują się w stanie ciągłych zmian parametrów procesowych, stąd wynika konieczność stosowania złożonych metod analiz i badań fizykalnych związanych z wyznaczeniem rzeczywistych wartości strat transportowych. Dokładna metoda wyznaczania rzeczywistych transportowych strat ciepła obejmować musi obliczenia numeryczne zweryfikowane pomiarami podstawowych parametrów systemu ciepłowniczego. Można stwierdzić, że bezwzględne straty ciepła są złożoną funkcją różnych czynników, z których należy wymienić:

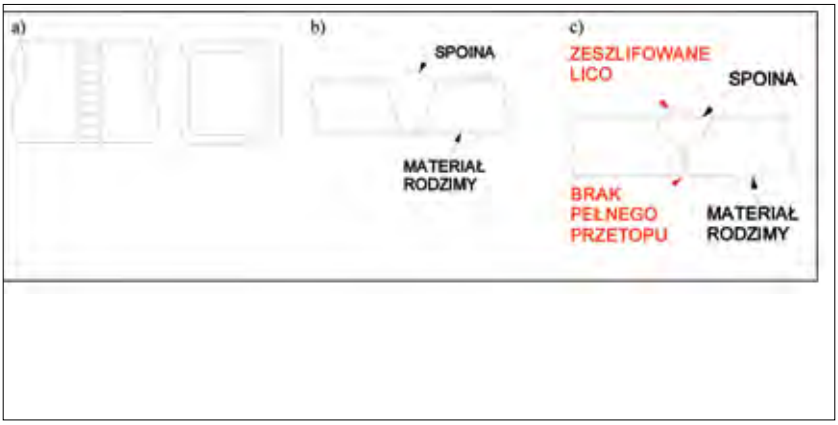
- długości odcinków sieci,
- średnice rurociągów,
- udziału małych (do 80 mm) średnic rurociągów w całkowitej długości sieci,
- technologię wykonania izolacji termicznej,
- zagłębienie rurociągów ciepłowniczych,
- wiek rurociągów ciepłowniczych,
- struktura połączeń między rurociągami,
- ilość i wielkość komór ciepłowniczych,
- sposób izolacji armatury w komorach,
- parametry cieplne i hydrauliczne systemu takie jak temperatury i przepływy.

Najprostszym sposobem obliczenia średnich strat ciepła z rurociągów ciepłowniczych jest metoda bilansowa polegająca na porównaniu ilości ciepła dostarczonego do sieci ciepłowniczej z ilością ciepła sprzedanego. Warunkiem koniecznym zastosowania tej metody jest wykorzystanie urządzeń pomiarowych odpowiedniej klasy zarówno u odbiorców jak i u producenta. Pomiar musi się odbywać w dłuższych okresach bilansowych takich jak 1 miesiąc lub nawet rok. Niedogodnością metody jest konieczność wykonania odczytów w tym samym czasie.

Podstawową metodą badawczą jest pomiar strat ciepła z rurociągów ciepłowniczych wykonany za pomocą czujników gęstości strumienia cieplnego. Wynikiem pomiaru jest strata ciepła odniesiona do metra kwadratowego izolacji rurociągu w W/m^2. Pomiar temperatury wewnątrz rurociągu oraz temperatury powietrza w komorze ciepłowniczej lub kanale ciepłowniczym pozwala określić współczynnik przenikania ciepła $[W/m^2K]$ w miejscu pomiaru. Znając topografię sieci ciepłowniczej wyniki pomiarów rozszerza się na całą sieć. Konieczne jest jednak wykonanie dużej ilości pomiarów na reprezentatywnych odcinkach rurociągów. Miejsca pomiarowe najlepiej określić na podstawie analiz termograficznych wykonanych przed pomiarami gęstości strumieni cieplnych.

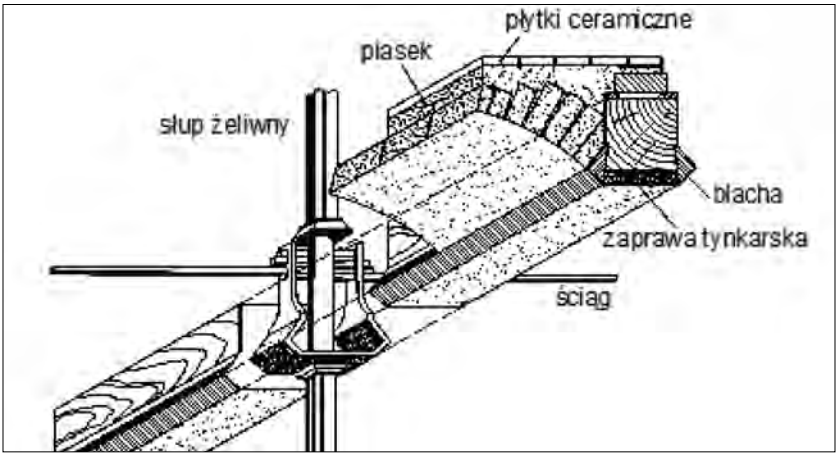
Na wartość bezwzględnych strat ciepła dla danego systemu ciepłowniczego dominujący wpływ mają warunki pogodowe. Im niższe temperatury zewnętrzne tym większe straty. Jednak na wartość względnych strat ciepła dominujący wpływ ma ilość ciepła doprowadzona do sieci (rys.2). W ostrzejszym sezonie grzewczym wzrost zapotrzebowania na ciepło jest proporcjonalnie większy niż wzrost strat ciepła z rurociągów ciepłowniczych.

[badania własne]



Rys. 2. Względne straty ciepła w latach 2001–2005 w jednym z polskich systemów ciepłowniczych.

[badania własne]



Rys. 3. Prosty czas zwrotu nakładów inwestycyjnych na wymianę rurociągów.

Przy modernizacji systemu ciepłowniczego i wymianie rur na preizolowane zawsze należy przeanalizować możliwości zmniejszenia średnic istniejących rurociągów. Z wykonanych obliczeń hydraulicznych dla kilku systemów wynika, że przeważająca część sieci ciepłowniczych jest niedociążona. Prędkości przepływu wody w rurach na dużym obszarze systemów ciepłowniczych nie przekracza 0,8 m/s.

Należy oczywiście w takiej analizie uwzględnić możliwości podłączenia następnych odbiorców. Zmniejszenie średnic o jedną lub nawet dwie wielkości powoduje konieczność poniesienia kosztów inwestycyjnych następstwem czego będzie również obniżenie kosztów eksploatacyjnych.

Przedstawione wyniki badań potwierdzają konieczność wykonania kompletnych pomiarów strat ciepła z sieci ciepłowniczej w przypadku modernizacji systemu ciepłowniczego. Chyba, że przy podejmowaniu decyzji o modernizacji sprawą wiodącą jest bezpieczeństwo energetyczne miasta, dzielnicy, osiedla, a nie opłacalność ekonomiczna (rys. 3).

4. SZCZELNOŚĆ SYSTEMU CIEPŁOWNICZEGO

Drugim kryterium oceny stanu technicznego systemu ciepłowniczego jest jego szczelność. Straty ciepła związane z ubytkami wody sieciowej dotyczą zarówno sieci ciepłowniczej i węzłów ciepłowniczych jak również wewnętrznych instalacji centralnego ogrzewania zasilanych bezpośrednio z sieci. Określenie udziału strat w poszczególnych częściach sytemu ciepłowniczego jest bardzo trudne do określenia. Można jednak przyjąć, że w bardzo dużym stopniu są to straty z sieci ciepłowniczej. Miarą ubytków jest krotność wymiany wody sieciowej. I tak szacuje się, że średnia liczba wymian wody w krajowych systemach ciepłowniczych wynosi 10–12 w roku. W skali standardów występujących w krajach UE straty te są o wiele mniejsze i wynoszą od 0,5 do 2 wymian / rok. W badanych systemach straty wody oszacowano na poziomie 5-6 wymian / rok, a związane z tym straty ciepła w wysokości 1,6 % transportowanego ciepła.

System ciepłowniczy to źródło (czasem kilka źródeł), sieć i węzły ciepłownicze (odbiorcy ciepła). W każdym z tych elementów systemu mogą wystąpić nieszczelności powodujące niekontrolowane ubytki wody sieciowej. Ubytki te powodują straty finansowe dwóch rodzajów:

- „Straty proste" – które są łatwe do określenia (koszt uzdatniania wody, koszt jej podgrzania, koszt pompowania);
- „ Straty złożone" – znacznie trudniejsze do określenia. Są to koszty przyszłych awarii, w tym koszt naprawy rurociągu, koszt naprawy kanału ciepłowniczego, koszty usuwania zniszczeń (np. droga, infrastruktura pod i nadziemna, zniszczone samochody) etc.

Kontrola szczelności jest wykonywana w trakcie oddawania do użytkowania danego fragmentu systemu (węzła ciepłowniczego, nowego rurociągu czy kotła) oraz po przeprowadzeniu prac remontowych czy po usunięciu awarii. Powoduje to, że nie ma informacji na temat bieżącego stanu systemu. W nowych sieciach wykonywanych w technologii preizolowanej montowane są z reguły systemy wykrywania zawilgocenia izolacji, co pozwala na szybką reakcję i usunięcie przyczyn i skutków nieszczelności. W systemach z sieciami wykonanymi w technologii kanałowej brak jest takich systemów. Tylko w nielicznych krajowych systemach ciepłowniczych kontrole szczelności prowadzone są okresowo. Systemy te wykazują się niską ilością wody uzupełniającej system w okresie roku. Najczęściej taki dobry stan występuje w systemach średniej wielkości, ze stosunkowo zwartym układem sieci i obciążeniem mocą zamówioną powyżej 1 MW/km sieci.

Wszystkie nowo wykonane sieci ciepłownicze muszą spełniać wymagania normy PN-91/B-10405 „Ciepłownictwo-Sieci Ciepłownicze. Wymagania i badania przy odbiorze". Jednym z badań wymaganych w normie jest wodna próba ciśnieniowa. Polega ona na podzieleniu sieci na odcinki o długości mniejszej niż 500 m, napełnieniu ich wodą oraz wytworzeniu ciśnienia próbnego według dokumentacji technicznej. Wyniki prób hydraulicznych sieci cieplnych uważa się za zadowalające, jeżeli w ciągu całego czasu próby nie stwierdzono spadku ciśnienia na manometrze, a spoiny i połączenia kołnierzowe nie wykazują przecieku wody i „pocenia się". Próby te należy wykonywać w temperaturze wyższej od 0°C i z reguły wykonuje się je przy zastosowaniu wody zimnej (wodociągowej lub sieciowej).

Po upływie czasu niezbędnego do wykonania próby, ciśnienie należy obniżyć do ciśnienia roboczego i sprawdzić połączenia spawane w sposób mechaniczny. Przy próbach szczelności wodą podgrzaną należy uwzględnić spadek ciśnienia, spowodowany zmniejszeniem objętości wody wskutek jej ochłodzenia w czasie próby.

Przeprowadzenie badań spawów metodami nieniszczącymi (NDT) nie zwalnia z obowiązku przeprowadzenia hydraulicznej próby generalnej szczelności sieci z armaturą. Próby hydraulicz-

ne należy wykonywać na ciśnienie robocze dla rurociągów z armaturą, napełnionych wodą na 24 godz. przed próbą. Czas próby hydraulicznej wynosi minimum 1 godz. przy dopuszczalnym ubytku wody wynoszącym 0,2 %. Z przeprowadzonych prób szczelności należy spisać protokół stwierdzający spełnienie wymaganych warunków. Po pozytywnych wynikach próby hydraulicznej należy, przed przekazaniem sieci do eksploatacji, przeprowadzić płukanie sieci. Obecnie wszystkie nowe odcinki rurociągów poddawane są opisanej wyżej procedurze dotyczącej próby hydraulicznej.

Nie ma wymagań dotyczących prób szczelności instalacji po oddaniu jej do eksploatacji. Zakłada się, że jeżeli sieć została wykonana zgodnie z dokumentacją, przy odbiorze przeprowadzono kontrolę techniczną (w tym badania nieniszczące), próby szczelności oraz płukanie sieci, to powinna ona pracować bezawaryjnie (**przy założeniu, że woda sieciowa spełnia wymagania odpowiednich norm**).

W polskich systemach ciepłowniczych eksploatowane są jeszcze sieci 30, 40 i 50 letnie. Brak jest jasnych i jednoznacznych procedur oceny stanu technicznego sieci, kwalifikujących je do wymiany. Najczęstsze kryteria kwalifikujące sieć do wymiany to wiek sieci oraz zwiększona awaryjność.

W praktyce eksploatacyjnej po usunięciu awarii wykonuje się próbę szczelności na odcinku sieci, który został poddany naprawie, w celu sprawdzenia jakości wykonanych robót spawalniczych, ale nie prowadzi się systematycznej i planowej kontroli szczelności eksploatowanej sieci. Taki stan rzeczy wynika z jednej strony z trudności przeprowadzania badań na „żyjącym organizmie" systemu ciepłowniczego, a z drugiej z obaw zwiększania się wskaźnika awaryjności przy ewentualnym wykonywaniu prób ciśnieniowych starej, wyeksploatowanej sieci. Szczelność hydrauliczna jest jednym z głównych wskaźników określających jakość systemu ciepłowniczego.

Szczelność układu jest koniecznym i niezbędnym warunkiem dla osiągania wysokiej jakości pracy wszystkich składowych części systemu (źródła ciepła, sieci, węzły ciepłownicze). Szczelność systemu może mieć wpływ na jakość wody sieciowej ze wszystkimi wynikającymi z jej niskiej jakości konsekwencjami oraz wpływa na koszty eksploatacyjne i koszty inwestycyjno – remontowe (remonty urządzeń, wymiany sieci), a w konsekwencji na cenę sprzedaży ciepła. Spadek szczelności systemu ciepłowniczego to m.in. przyczyna wzrostu liczby awarii sieciowych, kosztów ich usuwania i likwidacji zniszczeń towarzyszących, jak również możliwość odpowiedzialności cywilnej i karnej związanej z awariami (w latach 70 i 80 XX w. były wypadki śmiertelnych poparzeń ludzi wywołane awariami sieci ciepłowniczej, a w grudniu 2012r. był wypadek poparzenia 3 osób podczas awarii sieci w Gdańsku).

Jednym ze wskaźników, mówiących o jakości systemu ciepłowniczego, jest wskaźnik krotności wymian wody sieciowej w skali roku. Jest to stosunek ilości wody uzupełniającej (w ciągu roku) do całkowitej pojemności sieci. Dobre systemy ciepłownicze krajów Unii Europejskiej posiadają systemy, w których liczba ta zawiera się w granicach 0,1 do 1,0.

Niektóre polskie systemy ciepłownicze na początku lat 80-tych XX w. osiągały 25 do 60 wymian wody sieciowej w ciągu roku. Było to zagrożenie dla ich niezawodności. Obecnie przybliżona średnia krotność wymian w krajowych systemach ciepłowniczych w zależności od ich stanu zawiera się w granicach 2,0 do 10 (12). Są też systemy osiągające krotność wymian ≤ 1.

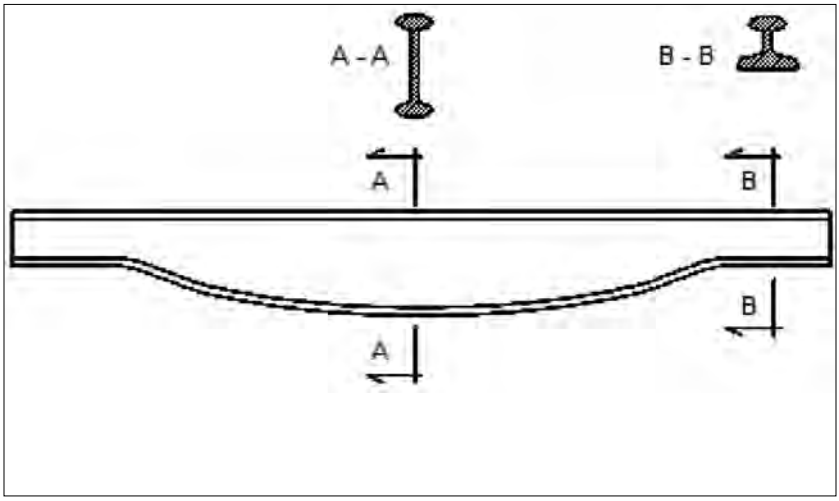
Ważnym zjawiskiem związanym z wzrastającą szczelnością systemów ciepłowniczych jest konieczność wprowadzania wyrównawczych zasobników wody, które mogą pełnić również

rolę zasobników ciepła. Wynika to z faktu, że wraz ze wzrostem temperatury wody sieciowej spowodowanym obniżaniem się temperatury powietrza zewnętrznego wzrasta objętość wody w systemie, co powoduje wzrost ciśnienia. W nieszczelnym systemie ciepłowniczym wzrost ten jest niwelowany zwiększonymi stratami wody sieciowej. Natomiast przy krotności wymian poniżej około 5 na rok, szczelność systemu powoduje konieczność jej upuszczania (a następnie uzupełniania) w celu nie dopuszczenia do nadmiernych wzrostów czy spadków ciśnienia w sieciach. Proces ten przy braku zasobników wyrównawczych powoduje wzrost ilości traconej, a uzdatnionej, wody sieciowej oraz związany z tym wzrost kosztów procesu uzupełniania systemu.

W przypadku, gdy źródła ciepła posiadają innego właściciela niż sieć, może tu występować konflikt interesów. Układy uzdatniania i uzupełniania wody znajdują się w źródle ciepła i właściciel źródła zarabia, gdy ilość wody uzupełniającej jest duża.

Na rysunku 4 przedstawiono zmiany wartości względnego wskaźnika wymian wody sieciowej w latach 1992-2011 w jednym z krajowych systemów ciepłowniczych.

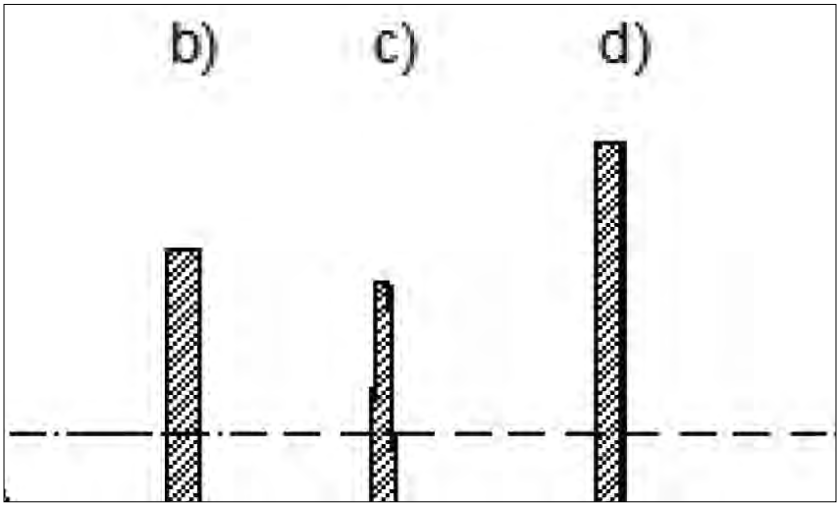
[badania własne]



Rys.4. Zmiana wartości względnego wskaźnika krotności wymiana w latach 1992-2011 w przykładowym systemie ciepłowniczym.

W okresie1992-2011 w analizowanym systemie ciepłowniczym nastąpiło ponad 5-krotne zmniejszenie ilości wymian wody sieciowej. Jest to bardzo korzystne zjawisko. Jednak kilkukrotna wymiana wody w sieci ciepłowniczej w ciągu roku to jest zdecydowanie za dużo. Dla porównania na rys. 5 przedstawiono przykładowe dane obecnego stanu dla sześciu krajowych systemów ciepłowniczych, o różnej pojemności. Pojemność wodna systemu ciepłowniczego nie wpływa na wysokość krotności wymian. Rozpiętość wskaźnika ilości wymian zmienia się od 1 do 9,4. Wielkości pomiędzy 3 a 4 są wynikiem dobrym dla starych (20-30 lat), kanałowych sieci ciepłowniczych współpracujących z węzłami grupowymi i bezpośrednimi. Dla systemów nowych z rurociągami preizolowanymi i węzłami wymiennikowymi wartość ilości wymian nie powinna być większa niż 1.

[badania własne]



Rys. 5. Krotność wymian wody sieciowej w przykładowych krajowych systemach ciepłowniczych.

4.1 Miejsca możliwych ubytków wody sieciowej

Podstawowe elementy systemu, mające wpływ na szczelność systemu ciepłowniczego, to:

- obiegi hydrauliczne w źródłach ciepła;
- sieci magistralne, rozdzielcze i przyłącza (wiek tych sieci jest zróżnicowany, ale pierwsze jeszcze pracujące odcinki sieci budowano w połowie lat 50-tych XX w);
- węzły ciepłownicze;
- jakość wody sieciowej: w większości systemów ciepłowniczych woda przez lata nie spełniała norm jakościowych, (najczęściej posiadała za dużo tlenu, ze względu na złą pracę odgazowywaczy);
- jakość rur, z których budowano sieci była niska;
- słaba jakość wykonawstwa, w tym brak kontroli spoin to kolejna przyczyna zwiększonej awaryjności;
- brak właściwie wykonanych odwodnień, przy występujących zalewaniach kanałów (deszcze, wody podziemne, awarie sieci wodociągowej czy kanalizacyjnej) powodowały, że pewne fragmenty sieci narażone były na korozję zewnętrzną,
- źle wykonana kompensacja wydłużeń termicznych (zwłaszcza po usuwaniu awarii), to kolejna przyczyna awarii sieci ciepłowniczych.

4.2 Szczelność systemu a liczba awarii

Ubytki związane z nieszczelnościami w źródłach ciepła, węzłach ciepłowniczych i rurociągach magistralnych oraz straty czynnika roboczego związane z usuwaniem awarii i planowymi remontami nie przekraczają 6 – 7 % wszystkich ubytków. Wykonane analizy wykazały, że ubytki w tych miejscach systemu ciepłowniczego wynoszą odpowiednio:

- źródła ciepła – średnio 1%
- węzły ciepłownicze – średnio 0.5%

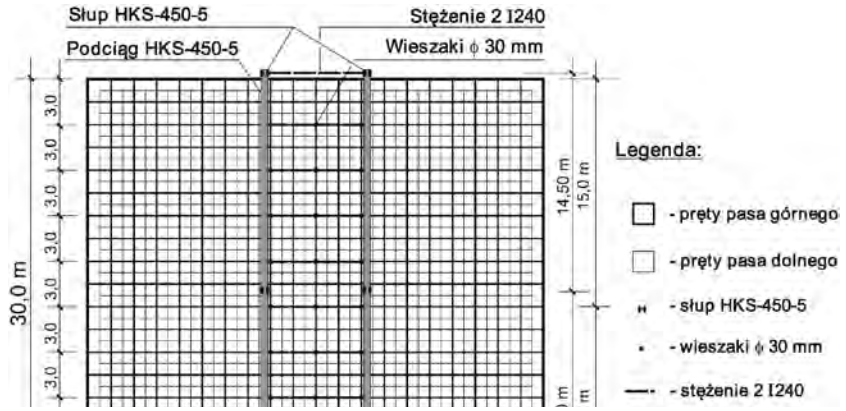
- awarie i remonty – średnio 1 %
- sieci magistralne (DN > 300) – średnio 3,3%

Analizy danych dla wielu systemów ciepłowniczych pokazały, że stopień nieszczelności systemu ma silną korelację z występującą w nim liczbą awarii. Według danych z jednego z PEC, w roku 1985 wystąpiło 150 awarii, w 1992 – 90, a w 2004 ich ilość spadła do 17. Obecnie (2011r.) wynosi ona około 8-11 na rok. Wynika to tak z rozległości systemu jak i znacznego udziału (około 90% w 1992r.) starych sieci ułożonych w technologii kanałowej. Dziś udział sieci kanałowych spadł do poziomu 40%.

Przy analizie kosztów związanych z uzupełnianiem strat wody sieciowej należy uwzględniać nie tylko koszty zakupu wody (czy też koszty jej produkcji) ale i straty ciepła w utraconej wodzie. Dla jednego z analizowanych systemów ciepłowniczych koszty strat ciepła w ubytkach oszacowano na 48,6% a koszty zakupu wody na 51,4%. Oczywiście wielkości te zależą od lokalnych cen wody i ciepła, ale oszacowanie ich dla Polski na poziomie 50/50 nie jest dużym błędem.

Wyniki badań i analiz jednoznacznie wskazują, że głównym źródłem ubytków wody sieciowej są mikro-uszkodzenia rurociągów ciepłowniczych. Przykładowo w jednym z przedsiębiorstw ciepłowniczych w kwietniu (okres odpowiadający prowadzonym badaniom) godzinowe ubytki w związane z mikro-uszkodzeniami wynosiły 6-8 m^3/h. W okresie całego roku ubytki wody sieciowej wynosiły w tym przedsiębiorstwie 45 000 m^3.

Obecnie wymieniane odcinki sieci ciepłowniczej wykonywane są w technologii preizolowanej. Technologia ta powinna gwarantować praktycznie 100 % szczelność nowych odcinków i długi bezawaryjny okres ich pracy (rzędu 50 i więcej lat). Jednak nadal znacząca część sieci ciepłowniczej to sieć stara, ułożona w historycznej już technologii kanałowej, gdzie podstawowym materiałem na rury były niskowęglowe stale do spawania typu R35 i R45 (stale do produkcji rur, o R_e = 235 i 255 [MN/m^2] – nowe oznaczenie: L235 i L255). Przy mniejszych średnicach (do 500 mm) były to najczęściej rury bez szwu. Ze względu na różny wiek sieci, skład i jakość materiałów mogła się nieznacznie różnić, jednak głównym ich wyróżnikiem była mała zawartość węgla i dobra spawalność. Ponieważ rury standardowo produkuje się w odcinkach długości 6 m, więc ilość spawów występujących na sieci jest duża. Z analiz awarii wynika, że spawy i ich najbliższa okolica są miejscami najczęściej narażonymi na uszkodzenia korozyjne. Wynika to z wielu powodów w tym m.in. ze składu drutu spawalniczego czy elektrody, przygotowania krawędzi do spawania, warunków prowadzenia robót spawalniczych (np. niskie temperatury czy silny wiatr), rodzaju otuliny elektrody i jej stopnia wysuszenia, dokładności regulacji prądu spawania oraz technologii spawania (gazowe czy elektryczne). Istotna jest też jakość robót spawalniczych i ich odbiór. Znane są przypadki, gdy w okresach braków materiałowych spawano rurociągi niewłaściwymi elektrodami (lata 70. i 80. XX w.). Ze względu na niską jakość rur i materiałów pomocniczych (takich jak elektrody czy gazy), z których budowano sieci w latach 70-90 ub. wieku (zwiększona zawartość siarki i fosforu, zwalcowywanie w rurach żużli etc.) rurociągi wykonane w tym okresie wykazują zwiększoną awaryjność. Według danych jednego z PEC największą ilość awarii zanotowano w 2004 r. na rurach o średnicach od DN40 do DN200 (średnice DN32 i DN25 jako bardzo rzadko występujące posiadają szczątkową awaryjność).



Rys. 6. Względny udział średnic rurociągów i awarii rurociągów [%].[badania własne].

Jak pokazano na rys. 6 najwięcej awarii wystąpiło na rurociągach o średnicy 65 mm. Udział rurociągów o tej średnicy wynosił około 12 %. Udział awarii jest prawie dwukrotnie większy i dochodzi do 23 %. Rurociągów DN25-100 jest 55,5 % na długości tej sieci a dają one 72% awarii (2004r).

Należy przypuszczać, że na ten stan rzeczy nakłada się kilka czynników:

- rurociągów w tym zakresie średnic jest najwięcej (największa długość i największa ilość spawów),
- mniej dokładny odbiór rurociągów tych średnic, traktowanych, jako rurociągi podrzędne, o małym znaczeniu dla pracy systemu,
- rurociągi tych średnic były spawane gazowo (do DN100 a czasem nawet do DN125 i 150 – gdy brak było np. elektrod), a więc większa była możliwość przegrzania materiału w pobliżu spawu – co dziś skutkuje awariami,
- rury ze stali R35 i R45 były przez hutnictwo „traktowane po macoszemu" gdyż stosowane w rurociągach pomocniczych elektrowni oraz w ciepłownictwie nie wymagały – według hutników – wysokiej jakości.

4.3 Systemy sterowania i monitoringu sieci ciepłowniczych

Aby system ciepłowniczy mógł prawidłowo pracować, konieczna jest znajomość aktualnych wartości parametrów w wybranych punktach systemu. Dotyczy to temperatury, ciśnienia i przepływów wody zarówno w przewodzie zasilającym, jak i powrotnym sieci. Im więcej punktów pomiarowych oraz szersze możliwości oddziaływania na system, tym bardziej niezawodna i ekonomiczna praca systemu. Z tego punktu widzenia wyróżnić można 2 rodzaje systemów informacji o systemie ciepłowniczym, a mianowicie:

1. system informacji o stanach alarmowych,
2. system sterowania i nadzoru SCADA (ang. *Supervisory Control And Data Acquisition*).

System informacji o stanach alarmowych zapewnia, że informacje o nieprawidłowej pracy nawet pojedynczego urządzenia natychmiast trafiają do osób odpowiedzialnych za prawidłowe funkcjonowanie tego urządzenia. System ten może pracować bez linii kablowej wykorzystując

sieć telefonii komórkowej. System SCADA to system sterowania i nadzoru. Zapewnia ciągłe monitorowanie wybranych obiektów w systemie oraz możliwość zdalnego oddziaływania. Jeżeli zatem zastosowany zostanie odpowiedni algorytm sterowania, możliwa jest nie tylko niezawodna, ale również optymalna praca całego systemu ciepłowniczego w dowolnych warunkach.

5. PODSUMOWANIE

O sprawności działania systemu ciepłowniczego decyduje kilka zjawisk. Najważniejszym z nich jest stan techniczny rurociągów, który umożliwia bezawaryjną dostawę ciepła do odbiorców i zapewnia im bezpieczeństwo energetyczne bez względu na warunki eksploatacyjne związane z parametrami pracy takimi jak temperatura czynnika grzejnego i ciśnienie wody w rurociągach.

Jednym z narządzi umożliwiającym dalszą racjonalizację są programy obliczeń hydraulicznych, przy wykorzystaniu których wykonywać można złożone analizy techniczne jak również ekonomiczne. Programy komputerowe obliczeń hydraulicznych służące do projektowania sieci rurociągów w systemach ciepłowniczych używane są od wielu lat. Dynamiczny rozwój technik informatycznych i technologii komputerowych sprawiły, że narzędzia służące do tych obliczeń stały się bardziej efektywne. W tym samym czasie zaawansowane systemy sterowania i monitoringu SCADA wprowadzone zostały do kontroli pracy systemów ciepłowniczych.

Powszechna opinia, że straty ciepła z sieci ciepłowniczej są duże, nie zawsze jest prawdziwa. Określenie rzeczywistych strat ciepła i mocy w miejskich systemach ciepłowniczych jest zagadnieniem istotnym zarówno z ekonomicznego, jak i technicznego powodu.

Stopień szczelności systemu ciepłowniczego jest jednym z podstawowych wskaźników jego jakości. Wskaźnik ten określa się krotnością wymian wody sieciowej w systemie spowodowanej jej ubytkami w ciągu roku – przez istniejące nieszczelności, upusty technologiczne oraz straty wody związane z awariami i prowadzonymi pracami remontowi – inwestycyjnymi.

Stan szczelności systemów ciepłowniczych Polsce w okresie ostatnich 20 lat uległ istotnej poprawie. Stopień nieszczelności systemu ma silną korelację z występującą w nim liczbą awarii.

Na zakończenie można stwierdzić, że stan techniczny rurociągów w polskich systemach ciepłowniczych jest dobry. Głównym kierunkiem rozwoju poprawy sprawności działania systemów ciepłowniczych będzie dalsza wymiana starych sieci kanałowych na sieci preizolowane, które ograniczają straty ciepła z systemu a jednocześnie podnoszą bezpieczeństwo dostawy ciepła do odbiorców w każdych warunkach pogodowych.

Literatura

[1] Kościelny J.M.: *Diagnostyka zautomatyzowanych procesów przemysłowych*. Akademicka Oficyna Wydawnicza ELIT Warszawa, 2001r.

[2] District, Heating and Cooling. Country by country – 2011 Euroheat&Power Brussels 2011.

EVALUATION OF THE OPERATIONAL EFFICIENCY OF THE HEAT DISTRIBUTION AND TECHNOLOGICAL NETWORK

Antoni RÓŻOWICZ[1]

KONSTRUKCJE ENERGETYCZNYCH KONTENEROWYCH STACJI BETONOWYCH W ASPEKCIE BEZPIECZEŃSTWA

STRESZCZENIE

Stacje elektroenergetyczne są bardzo istotnym elementem systemu elektroenergetycznego. W zależności od przeznaczenia rozróżnia się stacje: przemysłowe, wiejskie, miejskie oraz specjalnego przeznaczenia. Natomiast ze względu na budowę stacje mogą być wnętrzowe lub napowietrzne. Obecnie w terenach wiejskich i osiedlach o luźnej zabudowie buduje się stacje typu napowietrznego, a na terenach miejskich i silnie zurbanizowanych, ze względu na bezpieczeństwo jak i estetykę buduje się jako wnętrzowe. Obowiązujące normy wymagają, aby wnętrzowe stacje transformatorowe były tak skonstruowane, aby ich normalna obsługa, przeglądy i konserwacja mogły być bezpiecznie wykonywane. Dodatkowo, stacje transformatorowe powinny być zaprojektowane i skonstruowane w taki sposób, aby zapewnić bezpieczeństwo obsłudze i zminimalizować ryzyko dostępu osób postronnych.

SŁOWA KLUCZOWE: stacje elektroenergetyczne, stacje kontenerowe, dystrybucja energii, obudowy stacji kontenerowych, bezpieczeństwo stacji.

1. WPROWADZENIE

Najistotniejszymi elementami każdej stacji elektroenergetycznej z punktu widzenia dystrybucji energii elektrycznej, czy to na poziomie niskiego, czy też średniego napięcia, są zamontowane w niej urządzenia elektryczne: rozdzielnia średniego napięcia (ŚN) wraz z transformatorem

[1] dr hab. inż. Antoni Różowicz, rozowicz@tu.kielce.pl Politechnika Świętokrzyska, Wydział Elektrotechniki Automatyki i Informatyki

średnie napięcie na niskie napięcie (ŚN/nN) wraz z rozdzielnią niskiego napięcia (nN), bądź tylko rozdzielnie, np.: nN lub ŚN. Natomiast mówiąc już o estetyce, niezawodności i bezpieczeństwie koniecznie należy rozpatrywać sposób zabudowy tych urządzeń. Stacje elektroenergetyczne na terenach wiejskich, zasilane z reguły liniami napowietrznymi, budowane są najczęściej jako napowietrzne. Ze względu na stosunkowo małą moc tych stacji wszystkie urządzenia elektryczne lokalizuje się na słupach, są to z reguły stacje słupowe. Na terenach silnie zurbanizowanych, lub ze względów architektonicznych, stacje umieszcza się w wydzielonych zamkniętych pomieszczeniach budynku (np. bloku mieszkalnym, biurowcu, hali fabrycznej) lub w przeznaczonych do tego celu obiektach, które mogą być o konstrukcji murowanej, metalowej lub stalowej. Możliwość umiejscowienia stacji (rozdzielni) w wydzielonym pomieszczeniu budynku, czy też w oddzielnym obiekcie, zależy od wielu czynników: środowiskowych, eksploatacyjnych, architektury terenu, bezpieczeństwa i wielu innych. Zachowanie warunków bezpieczeństwa pożarowego, kompatybilności elektromagnetycznej, odpowiedniego poziomu hałasu zmusza do lokowania stacji elektroenergetycznych w terenach silnie zurbanizowanych w oddzielnych obiektach. Dlatego wybór konstrukcji obudowy stacji jest uzależniony głównie od miejsca lokalizacji i sposobu użytkowania. Tam, gdzie jest łatwy dostęp osób postronnych do stacji, stacje nie będą przemieszczane, zachowując spójność z architekturą otoczenia, stosuje się kontenerowe stacje żelbetowe.

2. RODZAJE KONTENEROWYCH STACJI ŻELBETOWYCH

Żelbetowe stacje prefabrykowane, jak wskazano wyżej, instalowane są najczęściej w środowisku wysoce zurbanizowanym, a to tworzy tendencje do zmniejszania ich gabarytów, ponieważ na takich obszarach liczy się każdy zaoszczędzony metr kwadratowy terenu. Jednocześnie ze strony inwestorów stawiane są coraz wyższe wymagania, odnośnie niezawodności pracy oraz bezpieczeństwa obsługi i osób postronnych. Pogodzenie tych przeciwstawnych tendencji, wymaga stosowania różnych rozwiązań konstrukcyjnych, tak w zakresie obsługi, jak i rozwiązań technicznych, a mianowicie:

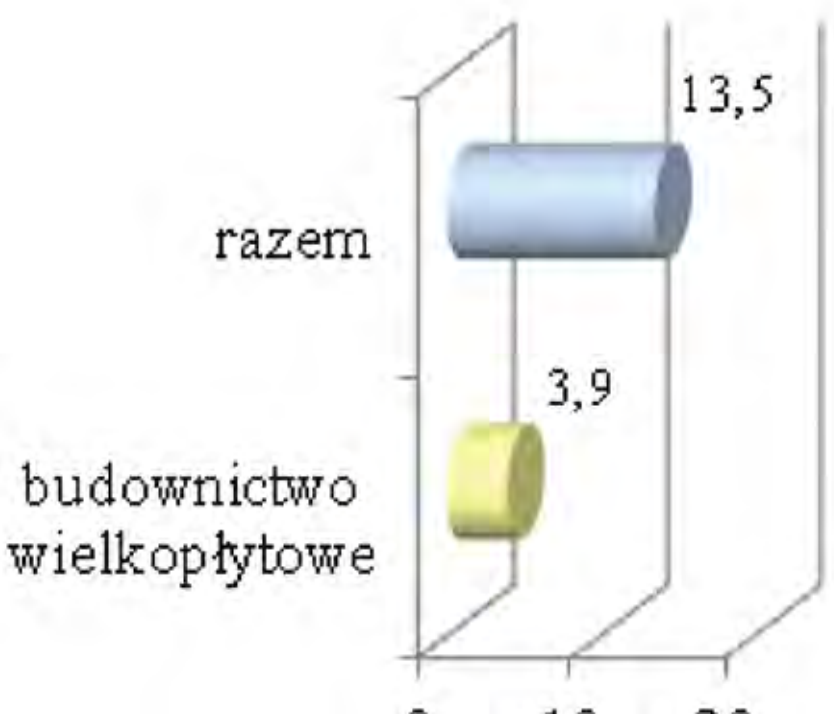
- stacje z obsługą zewnętrzną (oznaczane jako KSZ),
- stacje z wewnętrznym korytarzem obsługi (oznaczane jako KSW),
- podziemne stacje (oznaczane jako KSP).

Stacje (KSZ) z obsługą zewnętrzną, moc z reguły nie przekracza 630 kVA, przeznaczone są do zasilania w energię elektryczną odbiorców komunalnych. Cechą charakterystyczną obudów tego typu jest mała powierzchnia zabudowy, dobry dostęp do urządzeń, zwarta konstrukcja (korpus główny i fundament stanowią jedną całość) oraz możliwość dostosowania do indywidualnych potrzeb architektonicznych. Wielkość obudowy można dobierać indywidualnie do mocy transformatora oraz ilości pól zasilających i odpływowych. Najczęściej obudowy stacji składają się z: monolitycznego korpusu z fundamentem oraz dachu (rys.1).

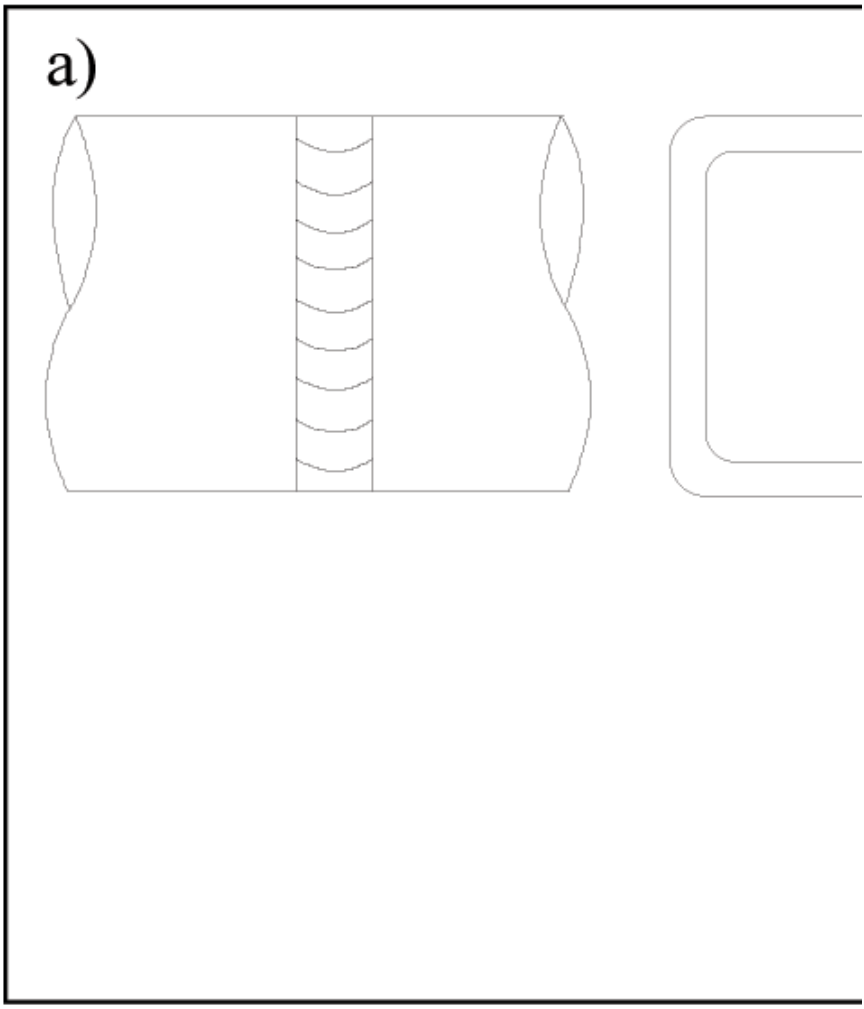
Stacje (KSW) z obsługą wewnętrzną są przeznaczone także do zasilania w energię elektryczną odbiorców komunalnych i przemysłowych. Cechą charakterystyczną obudów tego typu jest nieco większa, niż w stacjach typu KSZ, powierzchnia zabudowy. Wielkość obudowy dobierana jest indywidualnie do mocy transformatora (nawet do 1000 kVA) oraz ilości pól zasilających i odpływowych. W tego rodzaju stacjach każdy element konstrukcji obudowy – fundament, bryła główna, dach, wykonane są jako osobne elementy. Z tym, że fundament (piwnica kablowa), bryła główna wykonane są z żelbetu, natomiast dach może

być żelbetowy lub blaszany (rys.2). Zaleca się wykorzystanie zbrojenia fundamentu jako uziemienia.

Stacje (KSP) wykonuje się indywidualne wg potrzeb inwestycyjnych. Obudowa najczęściej żelbetowa wyposażona jest w system wentylacji, uzależniony od ilości emitowanego ciepła. Dwupoziomowe rozwiązanie dna tworzy piwnicę kablową. Dostęp do wnętrza realizowany jest przez system włazów, umożliwiający wymianę urządzeń i dostęp dozoru technicznego w okresach konserwacji. Pokrywa górna jest dostosowana do przeniesienia obciążenia pojazdów samochodowych. Rozwiązanie takie stosuje się tylko w szczególnych przypadkach (przy braku wolnej powierzchni w terenie silnie zurbanizowanym, np. pod powierzchnią drogi lub skweru osiedlowego).



Rys. 1. Obudowa żelbetowa dwuczęściowa (monolityczna) korpus łącznie z fundamentem oraz dach [1]



Rys. 2. Obudowa żelbetowa trójczęściowa [2]

3. WYMAGANIA STAWIANE OBUDOWOM ŻELBETOWYM STACJI

Kontenerowe żelbetowe stacje elektroenergetyczne są obiektami budowlanymi, a więc powinny zapewniać:

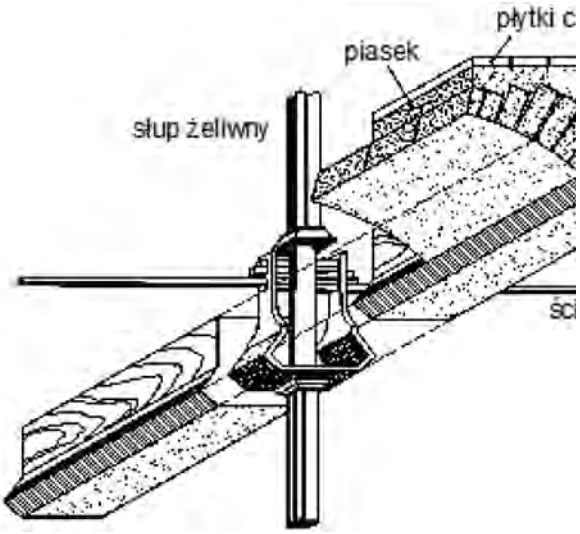
1. spełnienie wymagań podstawowych w zakresie:
   - bezpieczeństwa konstrukcji,
   - bezpieczeństwa pożarowego,
   - bezpieczeństwa użytkowania,
   - ochrony środowiska,

2. warunki użytkowania zgodne z przeznaczeniem stacji, w szczególności w zakresie:
   - zaopatrzenia w energię elektryczną, przy założeniu efektywnego jej rozdziału,
   - odpowiedniego usytuowania w terenie,
   - dostosowanie stacji do potrzeb,
   - poszanowanie, występujących w pobliżu obiektu interesów osób trzecich.

Do najbardziej niebezpiecznych zdarzeń, które w sposób istotny wpływają na rozwiązania konstrukcyjne obudów stacji (wymagania podstawowe) należy zaliczyć [3]:
- wewnętrzne zwarcia łukowe,
- eksplozje transformatora olejowego.

Prawdopodobieństwo wystąpienia niekorzystnych zdarzeń ruchowo-eksploatacyjnych typu zakłócenia (awarie), które mogą być zagrożeniem bezpieczeństwa obsługi i osób postronnych, urządzeń, środowiska, ciągłości zasilania w energię elektryczną odbiorców w eksploatowanych stacjach elektroenergetycznych, w tym kontenerowych, jest co prawda niewielkie, ale istnieje. Jeśli już wystąpią te zdarzenia, to ze względu na możliwe skutki, należy ograniczyć je do minimum. Można to osiągnąć poprzez stosowanie dobrze zaprojektowanej i wykonanej obudowy stacji, a więc winna być ona tak skonstruowana, aby jej normalna obsługa, konserwacja, były bezpieczne, musi być także zminimalizowane ryzyko dostępu osób postronnych. Spełnienie tych warunków jest możliwe jedynie w przypadku gdy:
- Obudowa stacji będzie mieć dostateczną wytrzymałość na obciążenia i uderzenia [4]:
  - dachu minimum 2500N/m^2 oraz obciążenie śniegiem według lokalnych warunków klimatycznych,
  - oddziaływanie wiatru na obudowę zgodnie z IEC 60694,
  - zewnętrzne uderzenia mechaniczne z energią 20 J,
- Obudowa stacji nie dopuści do zanieczyszczenia gleby w przypadku wewnętrznych uszkodzeń prowadzących do wycieku oleju. Szczelne zbiorniki retencyjne, które winny być częścią obudowy, winny pomieścić całkowitą ilość oleju transformatorowego,
- Obudowa stacji ma odpowiednią odporność na skutki zwarć łukowych. Istotnym zagadnieniem jest określenie odporności obudowy na skutki zwarć łukowych, czyli odporności ogniowej ścian, dachu, krat wentylacyjnych drzwi itd. Wewnętrzne zwarcie łukowe mogą stanowić zagrożenie tak obsługi jak i osób postronnych. Obsługa może znajdować się wewnątrz lub na zewnątrz stacji w zależności od rodzaju stacji,
  Zwarcie łukowe jest najbardziej ekstremalnym obciążeniem wytrzymałościowym obudowy. Energia uwalniana podczas zwarcia jest porównywalna z eksplozją 1 kg trotylu. Wartość uwalnianej energii jest proporcjonalna do mocy zainstalowanej. Z obliczeń wynika, że obudowy stacji typu KSZ winny być wykonane w klasie odporności ogniowej B, natomiast obudowy stacji typu KSW w klasie ogniowej C lub D,
- Zbrojenie obudowy jest zaprojektowane i wykonane tak, by mogło stanowić magistralę uziemiającą w stacji.

Przykładowy sposób wykorzystania zbrojenia obudowy jako element instalacji uziemienia stacji przedstawiono na rys.3.



Rys. 3. Instalacja uziemień stacji

Jak wskazano w punkcie 2 *Rodzaje kontenerowych stacji żelbetowych* w zależności od mocy stacji i sposobu obsługi, sposób wykonania obudowy stacji jest nieco inny, i tak w stacjach typu KSZ, obudowa składa się z płyt ściennych (umieszczone są w nich otwory drzwiowe, okienne i wentylacyjne) połączonych monolitycznie ze skrzynią fundamentową (piwnicą kablową), w której umieszczone są przepusty kablowe. Do takiej obudowy jako osobny element można wykonać dach żelbetowy. Natomiast obudowa stacji typu KSW składa się z: piwnicy kablowej z wydzieloną szczelną sekcją na ewentualny wyciek oleju transformatorowego oraz sekcją kablową wraz z przepustami, płyt ściennych (umieszczone są w nich otwory drzwiowe, okienne i wentylacyjne) wraz z podłogą z przepustami eksploatacyjnymi oraz dachu. Z powyższego opisu wynika, że najprostszą konstrukcją obudowy stacji jest dach, tak w zakresie zbrojenia, eksploatacji, jak i prostoty kształtu. Najbardziej skomplikowane kształty obudów stacji kontenerowych występują:

- w części naziemnej stacjach typu KSW,
- piwnicy stacji typu KSW,
- w obudowie monolitycznej stacjach typu KSZ.

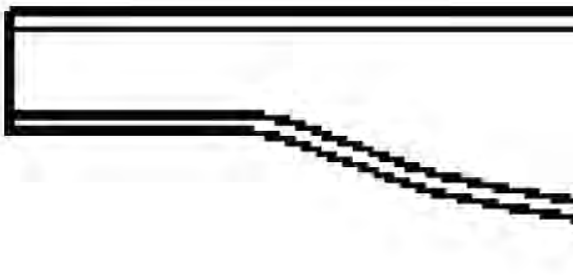
4. ZBROJENIE I BETONOWANIE OBUDOWY

W procesie projektowania i produkcji obudów stacji prefabrykowanych zapewnienie realizacji funkcji transformacji i rozdziału energii nie nastręcza większych problemów. Jak wykazano w punkcie 3 *Wymagania stawiane obudowom żelbetowym stacji* istotę zagadnienia stanowi natomiast problem spełnienia wymagań bezpieczeństwa obsługi, osób postronnych i ochrony środowiska naturalnego.

Aby obudowa spełniała wszystkie wymagania bezpieczeństwa w każdym aspekcie musi być:

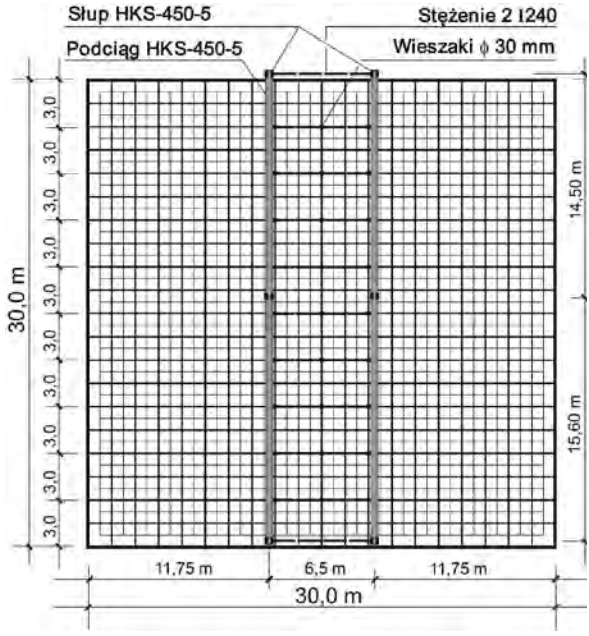
- dobrze zaprojektowane i wykonane zbrojenie,
- dobrze wykonane betonowanie.

Jak wykazano powyżej, zbrojenie obudowy służy nie tylko do zapewnienia odpowiedniej wytrzymałości mechanicznej, tak przy uderzeniach, jak i zwarciach łukowych, lecz także jako element systemu uziemienia stacji. Główna magistrala uziemiająca powinna być zaprojektowana na prąd zwarciowy krótkotrwały wytrzymywany i prąd szczytowy wytrzymywany w warunkach układu z uziemionym punktem neutralnym. Dlatego konstrukcja zbrojenia obudowy winna być spawana lub skręcana, wskazane jest by podczas montażu konstrukcji zbrojenia badano stan wszystkich połączeń spawanych. Przekrój sumaryczny prętów zbrojenia winien to uwzględniać. Kontenerowe stacje elektroenergetyczne są obiektami budowlanymi, których fundament jest zbrojony, jak wykazano wyżej, może być wykorzystywany jako uziemienie ochronne. Ze względu na zbyt małe gabaryty uziom fundamentowy stacji elektroenergetycznej nie zapewnia niskiej rezystancji na potrzeby właściwej pracy urządzeń stacyjnych. Z tego względu konieczne jest wykonanie uziomu sztucznego i połączenie go z uziomem fundamentowym stacji. Projektując uziemienie stacji elektroenergetycznej należy zwrócić szczególną uwagę na materiał łączący stalowe pręty uziomu fundamentowego z uziomem sztucznym. Przykładowe rozwiązanie konstrukcji zbrojenia elementów obudowy pokazano na rysunkach 4, 5 i 6.



Rys. 4. Zbrojenie piwnicy kablowej z widocznym zbiornikiem retencyjnym

Rys. 5. Zbrojenie ścian obudowy a) ściany z otworami, b) ściany pełnej



Rys. 6. Zbrojenie podłogi

Zbrojenie poszczególnych elementów obudowy łączy się poprzez spawanie, tworząc przestrzenny układ zbrojenia obudowy. Skomplikowany kształt obudowy, który wynika z licznych przegród (rys.4 i złożone w przestrzenną bryłę zbrojenia ścian i podłogi rys.5 i 6) przy zachowaniu szczelności powoduje, że betonowanie żelbetowej obudowy najczęściej przeprowadza się w jednym cyklu w formie odwróconej. Betonowanie zbrojonych ścian o wysokości 3m i grubości

od 0,1 do 0,12 m wraz z podłogą, w których występują liczne otwory techniczno-eksploatacyjne jest dość skomplikowane. Dokładne wypełnienie formy betonem, otulenie zbrojenia o kształtach złożonych, jak wykazano wyżej, uzyskuje się poprzez stosowanie betonu samozagęszczającego. Stosowanie betonu samozagęszczającego powoduje także dokładne odwzorowanie powierzchni formy [5]. Natomiast jednorodną grubość otuliny betonowej zbrojenia uzyskuje się poprzez ustabilizowanie położenia zbrojenia za pomocą dystansów, zawiesi i przepustów.

5. PODSUMOWANIE

Na terenach o zwartej zabudowie miejskiej, ze względów nie tylko architektonicznych, stacje transformatorowe umieszcza się w pomieszczeniach zamkniętych w wydzielonej części budynku lub w osobnym obiekcie – stacji kontenerowej. Stacja kontenerowa nie powinna więc być zagrożeniem bezpieczeństwa dla obsługi i osób postronnych, urządzeń, środowiska i ciągłości zasilania w energię elektryczną odbiorców. Większość tych zagrożeń może być wyeliminowana lub zminimalizowana poprzez stosowanie dobrze zaprojektowanej i wykonanej obudowy stacji, która powinna:

- mieć dobrze zaprojektowane i wykonane zbrojenie,
- zachować dużą szczelność zbiorników retencyjnych,
- być wytrzymała na uszkodzenia,
- posiadać odpowiednią odporność na skutki zwarć łukowych.

Literatura

[1] Systemy kontenerowych stacji transformatorowych, MAMRY

[2] Kontenerowe stacje transformatorowe ZPUE

[3] Gruza L.: *Badania prefabrykowanych stacji transformatorowych*, Energia Elektryczna, Technika i technologie, s. 15-17, 2010r.

[4] PN-EN 62271-202 Wysokonapięciowa aparatura rozdzielcza i sterownicza. Część 202; Stacje transformatorowe prefabrykowane wysokiego i niskiego napięcia

[5] Gołaszewski J.: *Technologie betonu samozagęszczalnego a betonu zagęszczanego w sposób tradycyjny*, Przegląd Budowlany 6/2009.

CONSTRUCTIONS OF ENERGETIC CONCRETE CONTAINER STATIONS IN TERMS OF SAFETY

Jan BYLICKI[1]

INSTALACJE GAZOWE W ASPEKCIE ZAGROŻENIA WYBUCHEM

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono specyfikę instalacji gazowych i zagrożenia wynikające z braku właściwej eksploatacji zarówno urządzeń, jak i instalacji oraz sieci gazowych. Przedstawiono również podstawowe pojęcia takie jak granice bezpieczeństwa, ciśnienie wybuchu itp. charakterystyczne dla gazów palnych a istotne z punktu bezpieczeństwa eksploatacji, czy też konstrukcji budynku. Część opracowania poświęcono na pokazanie ewentualnych źródeł zapłonu, które mogą zainicjować wybuch. Dokonano też analizy najczęściej spotykanych nieprawidłowości i sposoby ich uniknięcia.

SŁOWA KLUCZOWE: wybuch, spalanie, dolna granica wybuchowości, górna granica wybuchowości, przyrost ciśnienia

1. WSTĘP

Tytuł sugeruje, że tematyka dotyczy wyłącznie instalacji gazowych. Jednak, jeśli nawet swoje rozważania ograniczymy tylko do gazu, to okazuje się, że inne instalacje mogą także przyczynić się do wybuchu. Nie sposób również pominąć aspektów pożarowych, czy też zatrucia tlenkiem węgla związanego z użytkowaniem instalacji i urządzeń gazowych, a także kwestii wentylacji. Z tego też względu temat zagrożenia wybuchem zostanie częściowo uzupełniony o wymienione wyżej zagadnienia. Jednak, aby problematykę referatu uczynić bardziej zrozumiałą, koniecznym jest przypomnienie elementarnych wiadomości dotyczących zagadnień spalania, wybuchu czy też detonacji. W opracowaniu pominięto rozwiązania specjalistyczne takie jak bazy paliw

[1] dr inż. Jan Bylicki, prezes zarządu Oddziału Warszawskiego PZITS

gazowych, magazyny gazu, czy też zagadnienia tłoczni gazu, itp. Problem instalacji gazowych w aspekcie zagrożenia wybuchem został przedstawiony w pracach i normach [1÷ 25].

1. GAZ

Koniecznym wydaje się uświadomienie naszym koleżankom i kolegom inżynierom i technikom, co to jest gaz. Najczęściej jest nim gaz ziemny (gaz ziemny wysokometanowy, gaz ziemny zaazotowany), niemniej pozostałe rodzaje występujących gazów palnych (paliw energetycznych), jak np. acetylen czy wodór mają zbliżone cechy i w przypadku niezachowania zasad bezpieczeństwa są równie, albo nawet bardziej niebezpieczne. Paliwa gazowe, niewątpliwie wygodne w użyciu, niekiedy są przyczyną strat materialnych, a także śmierci lub kalectwa ludzi, jeśli tylko naruszone zostaną zasady bezpieczeństwa.

Cechą gazów palnych jest wybuchowość. A więc zjawisko gwałtownego spalania połączonego z silnym wzrostem ciśnienia, a także efektami akustycznymi. Starszym pokoleniom nazwa Rotunda w Warszawie kojarzy się ze straszliwą tragedią związaną z wybuchem gazu. W zależności od rodzaju gazu (metan, wodór, acetylen, tlenek węgla, itd.) różny będzie zarówno sam moment zaistnienia wybuchu jak i przebieg zjawiska w czasie oraz wytworzone ciśnienie wybuchu. Najprościej wybuchowość gazu możemy scharakteryzować dwoma granicami, tzw. dolną granicą wybuchowości (DGW) oraz górną granicą wybuchowości (GGW). Te dwa pojęcia to doświadczalnie stwierdzone procentowe stężenie gazu w mieszaninie z powietrzem. DGW to najniższe stężenie, przy którym możliwy jest już wybuch, zaś GGW to stężenie, powyżej którego wybuch jest już niemożliwy. Pomiędzy tymi granicami (DGW÷GGW) rozpościera się strefa stężeń gazu w powietrzu, w której istnieje możliwość zaistnienia wybuchu. Jest już możliwość, ale do zaistnienia samego zjawiska konieczne jest źródło zapłonu, choć w specyficznych warunkach ciśnienia i temperatury może wystąpić zjawisko samozapłonu. Poniżej zamieszczono tabelę z granicami zapłonu oraz z minimalną energią zapłonu (Tab.1).

Tabela 1. Granice wybuchowości oraz minimalna energia zapłonu [20],[7],[11],[5]

Nazwa gazu	DGW [%]	GGW [%]	Optymalne stężenie [%]	Minimalna energia zapłonu [mJ]
METAN	5,0	15,0	8÷8,6	0,28
PROPAN	2,1	9,5	5÷6	0,26
BUTAN	1,8	8,5	4,2	0,26
WODÓR	4,0	75,0	19÷22,0	0,018
ACETYLEN	2,3	82,0	9,0	0,011

Dla gazu ziemnego wysokometanowego (98% metanu): DGW = 5%, GGW = 15%. Wynika z tego, że gdy stężenie gazu w mieszaninie z powietrzem zawiera się pomiędzy 5 a 15%, stanowi to mieszaninę wybuchową. Natomiast, gdy stężenie gazu jest mniejsze od DGW = 5%, to gazu w mieszaninie jest zbyt mało, aby doszło do wybuchu. Gdy zaś gaz ma stężenie powyżej GGW = 15%, to w mieszaninie jest zbyt mało tlenu, aby doszło do gwałtownego spalenia (wybuchu). Dla zainicjowania wybuchu konieczne jest zaistnienie źródła zapłonu.

Warto rozróżniać zjawiska: wybuchu i detonacji. Detonacja jest szczególnym typem wybuchu, przy którym eksplozja rozprzestrzenia się z niezwykle dużą szybkością (w zamkniętej przestrzeni. Rozpatrując zjawisko detonacji wyobraźmy sobie rurociąg, w którym doszło do zapalenia się mieszaniny gazowo-powietrznej. W wyniku przebiegu zjawiska spalania i ukształtowania się płomienia wzrasta prędkość przemieszczania się mieszaniny, a tym samym wzrasta prędkość spalania (wzrost powierzchni czoła płomienia). Przepływ mieszaniny staje się silnie turbulentny i wzrasta prędkość spalania. Coraz większą rolę odgrywa ściśliwość mieszanki. Powstają kolejne fale ciśnienia, które doganiają się i nakładają na siebie, tworząc coraz silniejszą falę uderzeniową. Sprężanie się gazu, przy którym wzrasta temperatura, staje się powodem ciągłego wzrostu prędkości spalania. Ostatecznie powstaje silna eksplozja dużej ilości mieszaniny i powstanie silnej fali detonacyjnej. Powyższe jest pewnym skrótem i uproszczeniem, ale dla celów tego opracowania, w rozumieniu autora, wystarczająco wyjaśnia kwestie detonacji. Dla metanu prędkość detonacji osiąga U = 2322 m/s, a przyrost ciśnienia P_2/P_1 = 31,0. W normalnych warunkach spalanie metanu odbywa się z szybkością ok. 0,35 m/s ÷0,38 m/s [20].

(Prędkość spalania to szybkość z jaką przemieszcza się czoło płomienia) [20]

Dla konstruktorów budynków i budowli istotnym parametrem jest także maksymalne ciśnienie (przyrost ciśnienia) występujące w momencie wybuchu. Te własności zamieszczono w kolejnej tabeli (Tab.2). Wobec rozbieżności danych wg polskich i niemieckich przepisów przytoczono w tabeli obie wielkości.

Tabela 2. Parametry: temperatury zapłonu, samozapłonu i maksymalne ciśnienie wybuchu (1 wg rozp. polskiego,2 wg VDE 0173) dla wybranych gazów[7]

Nazwa gazu	Temperatura zapłonu [°C]	Temperatura samozapłonu [°C]	Maksymalne ciśnienie wybuchu1 [kPa]	Maksymalne ciśnienie wybuchu2 [kPa]
METAN	–	650	605	706
PROPAN	–	500	742	843
BUTAN	-60	430	742	843
WODÓR	–	500	625	726
ACETYLEN	–	305	909	1000

Dla przypomnienia – zgodnie z przepisami ściany pomieszczeń oddzielających od pomieszczeń zagrożonych wybuchem winny być odporne na parcie 15 kN/m^2. Pomijając już niewłaściwe użycie w rozporządzeniu słowa parcie (powinno być ciśnienie), to wymieniona wyżej wielkość to jedynie 15 kPa. Wobec powyższego budzi zdziwienie, że pomieszczenia kotłowni z kotłami gazowymi nie są zaliczone do pomieszczeń zagrożonych wybuchem.

A jednocześnie rośnie waga przewidywania powierzchni, czy też klap odciążających lub powierzchni przeszklonych, które te rolę mogą spełnić.

Powyższe wyjaśnienia, w żadnej mierze nie wyczerpują zagadnienia wybuchowości, albowiem nie poruszono tutaj wielu istotnych kwestii, w tym szybkości przebiegu wybu-

chu, możliwości jego zapobiegania, wpływu innych czynników na sam proces wybuchu, czy też spraw dotyczących detonacji lub samozapłonu, ale ramy tego opracowania na szersze omówienie nie pozwalają.

2. ŹRÓDŁA ZAPŁONU

Oczywistym jest, że wybuch to nic innego jak spalanie w niezwykle krótkim czasie. Jednak, aby do niego doszło, niezbędne są trzy czynniki: gaz palny, powietrze (tlen) a także źródło zapłonu. A źródła zapłonu mogą być bardzo różne, niekiedy nawet zaskakujące.

2.1. Źródła ciepła o dostatecznej energii (temperaturze):

- nagrzane powierzchnie urządzeń mechanicznych i elektrycznych, silników spalinowych, przewodów spalinowych, nagrzane powierzchnie od promieniowania słonecznego, nagrzane bańki żarówek, itp,
- otwarty płomień, spawanie, cięcie mechaniczne metali, niedopałki papierosów, itp,
- zamiana energii mechanicznej na cieplną wskutek uderzeń lub tarcia.

2.2. Iskrzenie:

- iskrzenie w obwodach elektrycznych, załączanie lub rozłączanie styków, wyłączniki prądu np. oświetlenia czy też zapłonniki opraw jarzeniowych,
- iskrzenie mechaniczne wywołane uderzeniem stali o beton czy też aluminium o stal, (np. uderzenia łopatek wentylatora o stalową obudowę), itp.

2.3. Elektryczność statyczna

Jak wskazuje doświadczenie, wiedza na temat oddziaływania tego źródła zapłonu wśród inżynierów jest niewielka. Objawia się ono wyładowaniami elektryczności statycznej o napięciu rzędu kilkunastu tysięcy woltów i energii znacznie przekraczającej minimalną energię zapłonu dla wymienionych wyżej gazów. Może to wystąpić przy:

- wzajemnym przemieszczaniu się ciał względem siebie,
- tarciu ciał przy przepływie i przelewaniu cieczy,
- noszeniu odzieży z tworzyw i jej zdejmowaniu,
- chodzeniu po dywanie tudzież po posadzkach nie rozpraszających elektryczności statycznej,
- rozpylaniu cieczy (malowanie natryskowe),
- transporcie materiałów sypkich, itp.

2.4. Przyczyny naturalne, jak wyładowania atmosferyczne.

2.5. Procesy chemiczne i fizyczne (egzotermiczne): samozapalenie, przemiany egzotermiczne, przemiany katalityczne, nieprawidłowa technologia procesów chemicznych.

2.6. Fale uderzeniowe o energii wystarczającej do zainicjowania wybuchu: źródłem fali uderzeniowej może być samolot naddźwiękowy, nagły wypływ gazu z prędkością naddźwiękową (np. przy pęknięciu rurociągu), inna detonacja przenosząca się kanałem wentylacyjnym, itp.

2.7. Promieniowanie elektromagnetyczne: promieniowanie laserowe, mikrofalowe (np. stacja radarowa), promieniowanie elektromagnetyczne z nadajnika radiowego dużej mocy.

Jak widać z powyższego, źródeł zapłonu może być wiele, choć nie wszystkie będą brane pod uwagę przy rozpatrywaniu gazociągów i urządzeń gazowych w zakresie stosowanym w budownictwie.

3. SIECI I PRZYŁĄCZA GAZOWE

Dla przesyłu gazu i zaopatrzenia w gaz budynków czy budowli potrzebne są gazociągi (czyli sieci zewnętrzne – wysokiego, średniego, niskiego ciśnienia) oraz przyłącza. Natomiast już w budynku gaz doprowadzony jest do urządzeń przy pomocy instalacji gazowej. Dla celów bezpośredniego zaopatrzenia w gaz budynków służą nam gazociągi średniego i niskiego ciśnienia. Aby budynek był zasilany w gaz z gazociągu średniego ciśnienia konieczne jest stosowanie odpowiednich reduktorów. Gazociągi w Polsce układane są w ziemi.
Dość częstym zjawiskiem występującym przy wykonywaniu robót ziemnych, zarówno obiektowych czy też liniowych – sieci innych mediów, jest uszkodzenie gazociągów różnej kategorii i wysokości ciśnienia. Co gorsza ilość tych uszkodzeń z roku na rok wzrasta. Dla przykładu w roku 2006, wg danych MSG Sp. z o.o., w samej Warszawie były aż 272 uszkodzenia gazociągów i przyłączy gazowych. Większość dotyczyła gazociągów i przyłączy wykonanych z PE (168 uszkodzeń), natomiast ze stali jedynie 88 uszkodzeń. Niestety z liczby 272 aż 230 dotyczyło uszkodzeń gazociągów średniego ciśnienia [5].
Najczęściej uszkodzenia te wynikały z niefrasobliwości wykonawców realizujących roboty ziemne w pobliżu strefy bezpieczeństwa, czy nawet w strefie bezpieczeństwa. W tabeli 3 podano strefy bezpieczeństwa dla poszczególnych zakresów średnic i ciśnienia gazów w gazociągu.

Tabela 3. Strefy bezpieczeństwa, gdy linia środkowa pokrywa się z osią gazociągu [18]

Typ gazociągu (ciśnienie)	Średnica nominalna gazociągu [mm]	Strefa bezpieczeństwa [m]
Podwyższonego średniego ciśnienia i wysokiego	Do DN 150 wł.	4
	DN 150 – DN 300 wł.	6
	DN 300 – DN 500 wł.	8
	Powyżej DN 500	12
Niskiego i średniego ciśnienia	–	1

Niekiedy uszkodzenie gazociągu jest pośrednio skutkiem wadliwych map, czy też ich nieczytelności. Często, jest to brak znajomości przepisów przez wykonujących te roboty. Równie często ignorowane jest zawarte w dokumentacji zalecenie ręcznego wykonywania robót. Wynikiem tego jest wzrastająca liczba uszkodzeń sieci i przyłączy gazowych w trakcie prowadzonych prac ziemnych związanych ze wznoszeniem budynków, budowli czy też wykonywaniem obiektów liniowych (sieci z innymi mediami). Należy koniecznie zwrócić uwagę naszym inżynierom i technikom na wymienione niżej zagadnienia:

- Konieczność posługiwania się aktualnymi mapami uzbrojenia terenu, bowiem bardzo często od powstania projektu do realizacji robót mija dłuższy czas, wobec tego mapy mogły już utracić aktualność;

- Odpowiedzialność projektantów, bowiem powinni oni szczególnie starannie projektować obiekty w pobliżu sieci gazowych czy przyłączy, a więc korzystać z archiwów dostawcy gazu i opinii Działu Uzgodnień i Dokumentacji tegoż dostawcy gazu;
- W przypadkach wątpliwych winno się wykonać ręcznie przekopy kontrolne, co pozwoli na ustalenie zarówno przebiegu, jak i faktycznych rzędnych gazociągu;
- Roboty ziemne przy zbliżeniach i skrzyżowaniach z siecią gazową należy bezwzględnie wykonywać ręcznie;
- Konieczne jest dokładne wytyczenie trasy robót;
- Przy robotach wykonywanych metodami bezwykopowymi (przeciski, przewierty) zaleca się odsłonięcie gazociągu w miejscu skrzyżowania, koniecznie pod nadzorem inspektora z gazowni;
- Konieczne jest wykonywanie robót ziemnych przy strefie gazociągu z wykonywaniem stosownych deskowań wykopów zgodnie z przepisami. I tu warto przypomnieć, że wykopy bez zabezpieczenia ścian można wykonywać tylko do głębokości 1m;
- Niezbędny jest właściwy nadzór ze strony kierownika robót poprzedzony dokładnym wytyczeniem trasy gazociągu i ustaleniu zakresu robót ziemnych obiektu.

Powstałe uszkodzenia powodują nie tylko zagrożenie dla ludzi, ale także straty gazu. Dość późno zawiadamiany jest dysponent uszkodzonej sieci, a co gorsze, odnotowywane są przypadki ukrywania uszkodzenia poprzez zasypanie go ziemią, czy też próby samodzielnych napraw przez sprawcę. Szczególnie niebezpieczne są takie praktyki przy próbach napraw gazociągów wykonanych z PE (patrz: elektryczność statyczna jako źródło zapłonu).

W przypadkach, gdy już do uszkodzenia dojdzie, należy bezwzględnie:

- Zabezpieczyć teren przed dostępem osób trzecich czy też podjąć działania ewakuacyjne mieszkańców lub innych użytkowników ze strefy zagrożenia;
- Wyeliminować ze strefy zagrożenia wszystkie źródła zapłonu;
- Wezwać natychmiast pogotowie z gazowni;
- Gdy dojdzie do zapalenia gazu najpierw wezwać straż pożarną a dopiero po tym pogotowie gazowe;
- Nie podejmować działań zmierzających do zatrzymania wypływu gazu ani prób napraw;
- W przypadku uszkodzenia przy wykonywaniu przewiertu nie należy wycofywać urządzenia;
- Nie wolno zasypywać miejsca uszkodzenia!

Poniżej zamieszczono fotografię „sposobu” wykonywania robót ziemnych pod budynek (rys.1). Szczególne miejsca zaznaczono strzałkami. Skutkiem braku zabezpieczenia głębokiego wykopu nastąpiło zerwanie gazociągu średniego ciśnienia łącznie z wyrwaniem jego z szafki na budynku mieszkalnym. Efekt – wyciek gazu, konieczność ewakuacji mieszkańców bloku, itd.

Rys. 1. Przykład niefrasobliwego wykonywania robót budowlanych (wykop bez deskowania, zerwany gazociąg, itd. (fot.arch.autora)[5]

Dla przykładu jeszcze raz przytoczę statystykę, z własnego opracowania autora, obejmującą uszkodzenia gazociągów na terenie Warszawy w roku 2006. W roku tym na terenie stolicy miały miejsce 272 awarie, w tym na gazociągach 101, na przyłączach aż 166, reszta to awarie na punktach redukcyjno-pomiarowych. Większość awarii miała miejsce na rurociągach średniego ciśnienia. Co przełożyło się na straty prawie 62 000 m^3 gazu w ciągu roku [5].

4. INSTALACJE GAZOWE

Instalacje gazowe to te instalacje, które dostarczają gaz bezpośrednio do odbiorników (urządzeń). W niedalekiej przeszłości dostarczany był gaz świetlny, który oprócz niższej od gazu ziemnego wartości opałowej, był także trujący, wybuchowy i wilgotny. Po tym okresie pozostało wiele instalacji w budynkach mieszkalnych. Posiadają one charakterystyczne odwadniacze wykonane z rur stalowych. Instalacje te łączone były przez skręcanie (połączenia gwintowane). Zmiana gazu na ziemny nie pociągnęła za sobą wymiany tych instalacji toteż w wielu wypadkach pojawiły się wycieki gazu przez wyschnięte złącza gwintowane, szczególnie przez odwadniacze. Opracowano technologie uszczelniania tych instalacji, ale było to nie do końca prawidłowe rozwiązanie. Szczególnie, że często instalacje te są skorodowane (rys.2, rys.3). Po przejściu na gaz ziemny, przez dość długi okres, instalacje gazowe wykonywane były również jako skręcane (połączenia gwintowane). Obecne przepisy wręcz zabraniają stosowania tego typu połączeń za wyjątkiem połączeń bezpośrednio przy urządzeniach gazowych. Aktualnie wykonuje się instalacje ze stali jako spawane, a także dopuszcza się wykonanie instalacji wewnątrz budynku z miedzi łączonej lutem twardym (wysoka zawartość srebra i wysoka temperatura topnienia lutowia), co przy prawidłowym wykonaniu gwarantuje zarówno szczelność, jak i odporność mechaniczną takiego połączenia. Wykonywanie instalacji gazowych w technologii spawanej, lub też lutowania twardego gwarantuje dobrą szczelność, zakładając oczywiście poprawne wykonanie łączenia. Natomiast istniejące instalacje skręcane wykazują niekiedy wycieki gazu.

Rys. 2. Przykład korozji spowodowanej naciekaniem wody na rurociąg gazowy (fot.arch.autora)

Rys. 3. Przykład silnie skorodowanej rury instalacji gazowej w budynku mieszkalnym (fot.arch.autora)

Nawanianie gazu (środkiem nawaniającym jest najczęściej C_4H_8S, tetrahydrotiofen, 8÷16 mg/m^3) pozwala wykryć organoleptycznie pojawienie się wycieków. Dla określenia intensywności zapachu w Europie przyjęto skalę Salesa opartą na prawie Webera-Fechnera. Wg tego prawa natężenie zapachu jest proporcjonalne do logarytmu stężenia środka nawaniającego. Zapach o drugim stopniu węchowym jest wyczuwalny przez każdą osobę z normalnym powonieniem. Skalę Salesa przedstawiono poniżej w tabeli 4 [3 i 4].

O ile wyciek gazu następuje w mieszkaniu, to dość szybko i łatwo jest wykrywany. Znacznie gorzej, jeśli wyciek następuje w piwnicach, gdzie prowadzone są poziomy instalacji i zamontowana armatura. Duże niebezpieczeństwo zainicjowania wybuchu stwarzają też tutaj pożary zwykle składowanych w piwnicach rupieci. Jeszcze gorzej wygląda sytuacja w przypadku

prowadzenia pionów w szybach (szachtach) budowlanych, szczególnie wraz z wiązką instalacji wodnych. Wyciek gazu będzie dość późno wykryty węchem i to niekoniecznie w miejscu, w którym on nastąpił. Co gorsza sąsiedztwo rur zimniej i ciepłej wody, w tym roszenie tych rur, czy też przecieki są przyczyną zaawansowanej korozji rur i połączeń. W praktyce spotyka się jeszcze gazomierze zamontowane w szybach instalacyjnych (szachtach) w budynku, co jest całkowicie sprzeczne z wymaganiami bezpieczeństwa instalacji gazowych !

Tabela 4. Stopnie węchowe wg skali Salesa [4]

Stopień węchowy	Określenie zapachu
0	Zapach niewyczuwalny
1/2	Bardzo słaby – granica wyczuwania
1	Słaby
2	Średni – poziom ostrzegawczy
3	Silny
4	Bardzo silny
5	Maksymalny – górna granica wyczuwania

5. URZĄDZENIA-ODBIORNIKI

W kwestiach zagrożenia wybuchem znaczenie mają nie tylko same instalacje gazowe wewnętrzne czy też sieci lub przyłącza zewnętrzne, ale też urządzenia. Do dnia dzisiejszego spotykamy mieszkania w budynkach wielorodzinnych, jak i domy jednorodzinne, wyposażone w termy gazowe. Oprócz tego montowane są kotły grzewcze jedno- i dwufunkcyjne. Urządzenia te programowo posiadają zabezpieczenia przed wypływem gazu. Te dawniejsze zwykle mają zabezpieczenia bimetaliczne. W tym przypadku odcięcie gazu, a zatem możliwości jego wypływu do pomieszczenia, następuje przez zadziałanie zabezpieczenia bimetalicznego w wyniku zaniku płomienia gazowego. Odcięcie gazu następuje mechanicznie. Te nowoczesne, w szczególności kotły, posiadają zabezpieczenia w postaci kontroli płomienia poprzez sondy jonizacyjne lub fotokomórki, lub pokrewne urządzenia. Sonda jonizacyjna zwykle występuje w postaci niewielkiego pręta omywanego przez płomień. W wyniku tego pojawia się na sondzie niewielkie, ale mierzalne napięcie. Zanik napięcia powoduje odcięcie gazu przez specjalną armaturę gazową. Armatura ta zwana multiblokiem gazowym zawiera w sobie zawory gazowe, które to zamkną dopływ gazu. Natomiast, gdy elementem kontroli jest fotokomórka lub też foto-opór, kontrolowany jest fakt istnienia płomienia przez zmianę oporności czujnika. Zanik płomienia skutkuje zadziałaniem wymienionej już armatury gazowej. Uszkodzenie sondy jonizacyjnej, fotokomórki lub fotooporu uniemożliwia uruchomienie kotła lub termy gazowej. W przypadkach, gdy elementem zabezpieczającym jest bimetal niestety takiej gwarancji już nie ma. A ponieważ „Polak potrafi" to możliwe jest uruchomienie termy lub kotła poprzez odpowiednie zablokowanie, lub też odkształcenie zabezpieczenia. Na szczęście te urządzenia to już przeszłość. W nowoczesnych kotłach na zabezpieczenie składają się następujące urządzenia i funkcje:

- presostaty gazu (min., max.),
- presostat max. ciśnienia w komorze kotła,
- sonda jonizacyjna ew. fotokomórka,
- czas bezpieczeństwa,
- przewietrzanie komory spalania.

Kolejnymi urządzeniami gazowymi są nasze kuchnie i płyty gazowe, zarówno te niewielkie, dwupalnikowe jak i czteropalnikowe. Funkcjonują zarówno kuchenki z zabezpieczeniem wypływu gazu w przypadku zgaśnięcia płomienia, jak i bez. Kuchenki bez zabezpieczenia wypływu gazu stwarzają dość duże niebezpieczeństwo wypływu gazu do pomieszczenia w przypadku zalania płomienia (zagaśniecie) w trakcie gotowania. Natomiast te urządzenia, które posiadają zabezpieczenie i jest to zabezpieczenie termiczne, nie stwarzają takiego zagrożenia gdyż zgaśniecie płomienia odcina dopływ gazu. Dodatkowo płomień zaistnieje i ustabilizuje się po rozgrzaniu elementu zabezpieczającego; wobec tego nie ma zjawiska uruchomienia palnika bez zaistnienia płomienia i jego stabilizacji.

Jak z powyższego wynika, urządzenia gazowe starszego typu, te z zabezpieczeniami bimetalicznymi i kuchenki bez zabezpieczenia wypływu gazu, stwarzają niebezpieczeństwo wypływu gazu do pomieszczenia, a zatem potencjalną możliwość wybuchu w przypadku zaistnienia źródła zapłonu. Oddzielny rozdział stanowią urządzenia zasilane z butli gazowych (propan-butan), w szczególności kuchenki gazowe. Zwykle butla stoi obok kuchenki zaś podłączenie wykonane jest wężem (gumowym w oplocie, itp.). Tutaj newralgicznymi elementami są same połączenia (zaciski). Często właśnie tam następuje rozszczelnienie i wypływ gazu. Również dość częste są zjawiska niedomknięcia butli gazowej po jej odłączeniu i w wyniku tego wypływ resztek gazu, lub też wypływ gazu ze składowanych dodatkowych butli gazu. Wybuch butli gazowej, jako element wtórny pożaru, potrafi też zniszczyć cały budynek, nie mówiąc już o ofiarach w ludziach. To zwykle niefrasobliwość użytkownika i jego niechlujstwo są przyczyną pożarów, a często wybuchu butli gazowych.

Dość duże nagromadzenie urządzeń gazowych (trzony, piece konwekcyjno-parowe, bemary, taborety gazowe, itd.) w kuchniach restauracji gastronomicznych stwarza zwiększone prawdopodobieństwo pożaru lub nawet wybuchu gazu w wyniku wypływu z nieszczelności, lub braku odpowiedniego serwisu i wykonywania regularnego przeglądów urządzeń.

Nie sposób też, omawiając powyższe zagadnienia, nie poruszyć tematu tlenku węgla i skutków jego wydzielania się z niesprawnych, zabrudzonych urządzeń lub powstawania w wyniku braku dostatecznej wentylacji pomieszczeń, w których urządzenia gazowe są zainstalowane. A także oddziaływania tlenku węgla na organizm ludzki. Nadmienić należy, że pomijając aspekt zaniżonej sprawności urządzeń przy spalaniu niezupełnym, to sam tlenek węgla jest gazem wybuchowym (DGW = 12,5, GGW = 75). Według ustaleń autora prawie 1000 osób rocznie ulega śmiertelnemu zatruciu tlenkiem węgla. Co zastanawiające, oprócz może mniej świadomych użytkowników, dość dużą część stanowią profesjonaliści (palacze kotłowi).

6. SYSTEMY WYKRYWANIA (DETEKCJI) WYPŁYWU GAZÓW

W ramach działań podejmowanych w celu uchronienia się przed wybuchem gazu ziemnego, ale też innych gazów, skonstruowano urządzenia wykrywczo-sygnalizacyjne (detekcyjne) wypływu gazu (stacjonarne systemy detekcji gazów) do pomieszczeń. Pierwowzorem do ich

powstania i wyposażenia obiektów budowlanych było wyposażenie kopalni węgla kamiennego, gdzie dość częstym zjawiskiem jest wysoki poziom metanu. Systemy te składają się z elementów wykrywania wycieków gazu – detektorów (czujek), stosownie wykonanych linii elektrycznych i centralek (moduły alarmowe) oraz opcjonalnie elementów wykonawczych to jest głowic wraz z zaworami (pełnoprzelotowe zawory klapowe) zamykających dopływ gazu. Występują również zawory motylkowe. Integralnymi elementami są urządzenia sygnalizacyjne akustyczne, akustyczno-optyczne, optyczne. Równie często stosowane są tablice sygnalizacyjne przeznaczone do wizualnej prezentacji stanów alarmowych. Przy elementach zamykających napisałem opcjonalnie albowiem nie zawsze te zawory zamykające z głowicami mogą być użyte. Zgodnie z przepisami nie mogą być one montowane na instalacjach zasilających budynki mieszkalne. Co ma głębokie uzasadnienie. Wyobraźmy sobie zadziałanie takiego systemu i odcięcie gazu przy działających wielu kuchenkach gazowych bez zabezpieczenia wypływu i późniejsze otwarcie dostawy gazu. Pewnym problemem jest reakcja użytkowników na sygnalizację wycieku gazu. Wobec powyższego system ma jedynie sens, jeśli istnieją służby kontrolujące, co się dzieje w budynku np. ochrona budynku, recepcja, itp. Z praktyki wynika, że brak takich służb równa się braku reakcji lokatorów. Systemy te ustawiane są zwykle na 20% DGW (dolna granica wybuchowości) i to jest I próg alarmowy oraz 40% DGW – II próg. W zależności od specyfiki spodziewanej atmosfery wybuchowej czujki systemu mogą być wykonane jako standardowe lub przeciwwybuchowe (EX). Dla instalacji gazu ziemnego są to czujki metanu. Zdarza się, że powstanie atmosfery tlenku węgla powoduje reakcję czujek, szczególnie w przypadku podniesionej temperatury w pomieszczeniu. Tlenek węgla jest również gazem wybuchowym, ale też mocno toksycznym. Może to mieć miejsce w przypadku niewłaściwego spalania w urządzeniu kotłowym i nieszczelnych przewodach spalinowych lub kominowych. Na rynku obecne są również niewielkie domowe detektory gazu ziemnego i tlenku węgla. Wówczas zintegrowane są w jednej obudowie, zarówno czujnik jak i sygnalizator akustyczny. Jednak mimo niskich cen nie widać, aby powszechnie były one stosowane. Mimo istnienia czytelnych i jasnych instrukcji montażu systemów wykrywczych wypływu gazu w praktyce odnotowuje się dość często wadliwe ich zaprojektowanie i wykonanie. Błędy polegają na niewłaściwym rozmieszczeniu czujek, czy też niedostatecznej ich ilości. Najczęściej czujki projektowane i montowane są bezpośrednio nad kotłem (potencjalne źródło wypływu gazu), a zapomina się o miejscu wejścia instalacji gazu do kotłowni, często wprost z gruntu. Kolejną nieprawidłowością jest nieuwzględnienie ukształtowania i geometrii stropu pomieszczenia. I tak strop nachylony wymaga montażu czujki w najwyższym punkcie. Zaś strop kasetonowy wymaga montażu czujek w każdym kasetonie. Nie znaczy to, że system nie zadziała, ale może zadziałać zbyt późno. Kolejną nieprawidłowością jest montaż czujek w pobliżu istniejących wylotów czy też wlotów wentylacyjnych. Również dość częstym zjawiskiem jest montaż czujek zbyt daleko od stropu, czy wręcz na górze pomieszczenia, gdy przy eksploatacji gazu płynnego wymagane są na dole.

Poniżej zamieszczono tabelę nr 5 z orientacyjnym określeniem miejsca montażu detektora w stosunku do stropu lub podłoża dla wybranych gazów, przy założeniu niezakłóconego przepływu gazów, z dala od wyciągów, w pomieszczeniach o zwartym kształcie i poziomym położeniu stropu (sufitu). Należy pamiętać jeszcze, że detektor winien być zamontowany z dala od źródeł ciepła, w miejscu nienasłonecznionym i wolnym od silnych pól elektromagnetycznych a także z dala od miejsc wilgotnych czy wypływu pary lub spalin.

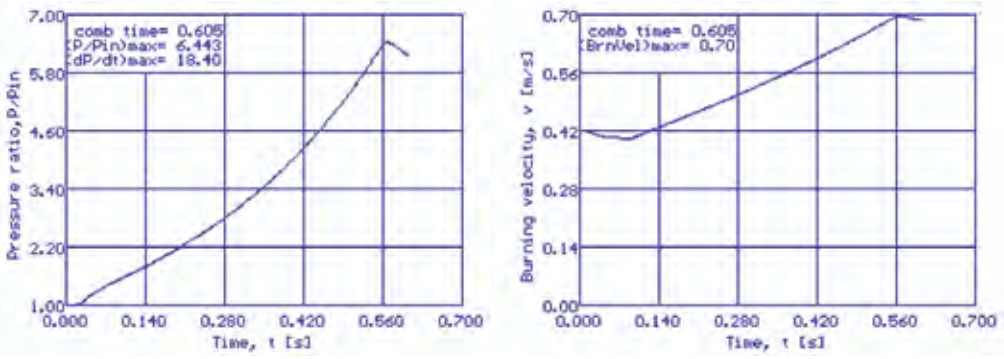
Tabela 5. Orientacyjne lokalizacje miejsc montażu detektorów gazu przy zachowaniu szczególnych wymogów, jak to ujęto w treści, i odległości nie większej niż 8 m od źródła ewentualnego wypływu gazu

Nazwa gazu	Miejsce montażu czujki (detektora)*
METAN	Nie niżej niż 30 cm od stropu
PROPAN-BUTAN	Nie wyżej niż 30 cm od podłoża
WODÓR	Nie niżej niż 30 cm od stropu bezpośrednio nad źródłem emisji

Dość często odnotowuje się nieprawidłowości przy montażu zaworów zamykających z głowicami. Najczęściej jest to brak wolnego dostępu do zaworu, ale zdarzają się takie sytuacje, gdy głowica, umieszczona na zewnątrz, nie jest chroniona przed opadami, co może grozić zamarznięciem wody w głowicy i jej zablokowanie.

7. PROGRAMY OBLICZENIOWE

Problemem dość istotnym z punktu bezpieczeństwa obiektu, w którym eksploatowane są urządzenia gazowe, jest stosowne ich zabezpieczenie pozwalające uniknąć katastrofy i zniszczenia obiektu. Przydatnym narzędziem, pozwalającym oszacować parametry wybuchu w danym pomieszczeniu takie jak czas, przyrost ciśnienia, itp., jest program VEX opracowany na Politechnice Warszawskiej. Daje on możliwość wykonania obliczeń modelowych zarówno przestrzeni zamkniętych (pomieszczenia bez otworów o różnej geometrii) jak też pomieszczeń wentylowanych, a tym samym daje możliwość określenia wielkości otworów kompensacyjnych, co jest tak istotne przy zapobieganiu skutkom wybuchu gazu [21]. Poniżej zamieszczono przykładowy wydruk pochodzący z opisanego programu VEX (rys. 4). Wykres po lewej przedstawia przebieg przyrostu ciśnienia (oś pionowa) w funkcji czasu (oś pozioma). Natomiast wykres po prawej przedstawia przyrost prędkości spalania w funkcji czasu dla wybranej geometrii przestrzeni, w której doszło do wybuchu.



Rys. 4. Wykresy przyrostu ciśnienia w funkcji czasu (lewy) i przyrostu prędkości w funkcji czasu (prawy) [21]

8. INNE INSTALACJE W POWIĄZANIU Z ZAGADNIENIEM WUBUCHU GAZU

Przy zagadnieniach spalania i wybuchu wyciekającego gazu bardzo ważną rolę spełnia wentylacja pomieszczeń. Zapewnia ona, w normalnym trybie funkcjonowania, powietrze do spalania (oczywiście także dopływ powietrza w przypadku wybuchu), ale co ważne otwory wentylacyjne i połączenie ich z atmosferą pełnią rolę otworów dekompresyjnych, co nie świadczy, że dla pełnej dekompresji powierzchnia ta wystarczy, ale przy połączeniu z oknem może to pozwolić na uniknięcie katastrofy. Zwykle wentylacja tego typu jest wentylacją grawitacyjną. Nie mniej szereg obiektów mieszkalnych, czy też użyteczności publicznej wyposażonych jest w wentylację (klimatyzację) mechaniczną. Na system tej wentylacji składają się czerpnie powietrza, centrala klimatyzacyjna z nagrzewnicą i ewentualnie chłodnicą, system kanałów, kratek, itp. Część czerpni, szczególnie te dawniejsze rozwiązania, wykonane są jako czerpnie terenowe. Nic prostszego, aby wraz z czerpaniem powietrza zaczerpnięta została mieszanina gazu pochodząca z wycieku w innym obiekcie, czy też wycieku z gazociągu lub przyłącza. Nie trzeba chyba specjalnie opisywać, co może się zdarzyć, jeśli instalacja wentylacji rozprowadzi mieszaninę gazową po całym obiekcie. A o źródło zapłonu nietrudno. Niebezpieczeństwo to maleje w przypadku czerpni dachowych. Jednak zawsze istnieje możliwość zamachu terrorystycznego, z zastosowaniem innych gazów również wybuchowych, czy toksycznych lub bakterii.

9. PODSUMOWANIE

Gaz ziemny i pokrewne paliwa gazowe są bardzo dobrym i wygodnym nośnikiem energii cieplnej i mogą być doskonale w wielu celach wykorzystywane, jednak należy wiedzieć jakie mają one własności, a tym samym jak je bezpiecznie wykorzystywać. Koniecznym jest też uświadomienie użytkownikom, że nieprzestrzeganie zasad bezpiecznego eksploatowania urządzeń gazowych czy też nieprawidłowego wykonywania instalacji czy też sieci gazowych może zakończyć się tragedią w postaci wybuchu czy też zatrucia tlenkiem węgla. Koniecznym jest też uświadomienie, co i kiedy może być źródłem wybuchu.

Literatura:

[1] Altman i inni.: *Gasversorgungstechnik*. VEB Deutscher Verlkag. Leipzig 1980.

[2] Barczyński i inni.: *Instalacje gazowe z miedzi*. PGNiG. Warszawa 1998.

[3] Bąkowski K.: *Gazyfikacja*. WNT. Warszawa 1980.

[4] Bąkowski K.: *Sieci i instalacje gazowe*. WNT. Warszawa 2007.

[5] Bylicki J., Lechman G.: *Człowiek i gaz*. Inżynier budownictwa nr 9/2007.

[6] Fischer O.: *Gasinstalation*. Verlag fur Bauvesen 1994.

[7] Frączek J.: *Aparatura przeciwwybuchowa w wykonaniu iskrobezpiecznym*. ŚWT. Katowice 1995.

[8] Getka i inni.: *Zapobieganie wybuchom, pożarom i zatruciom w stoczniach, portach i na statkach*. TI i TII NOT. Szczecin 1985.

[9] Górecki A. i inni: *Instalacje gazowe ogrzewcze z miedzi*. PCPM. Wrocław 2002.

[10] Grabarczyk Z., Kurczewska A.: *Zagrożenia elektrostatyczne w strefach zagrożonych wybuchem*. CIOP PIB. Warszawa 2008.

[11] KGSP: *Podstawy oceny zagrożenia wybuchem*. IWCRZZ. Warszawa 1974.

[12] Łaciak M: *Bezpieczeństwo eksploatacji urządzeń, instalacji i sieci gazowych*. Tarbonus. Kraków 2010.

[13] Obwieszczenie Ministra Gospodarki z dnia 29 lutego 2008r. w sprawie sprawozdania z wyników nadzoru nad bezpieczeństwem zaopatrzenia w gaz ziemny. M.P. nr 29 poz.268.

[14] PN-EN 1555:2004 Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych do przesyłania paliw gazowych.

[15] PN-EN 10208:2011 Rury stalowe przewodowe dla mediów palnych.

[16] PN-EN 1983:2008 Armatura przemysłowa Kurki stalowe.

[17] PN-EN 1473: 2008 Instalacje i urządzenia do skroplonego gazu ziemnego. Projektowanie instalacji lądowych.

[18] Rozp. Min. Gospodarki w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać sieci gazowe i ich usytuowanie z dnia 26 kwietnia 2013. D.U. z dnia 4 czerwca 2013r. poz.640.

[19] Rozp. Min. Gospodarki w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy budowie i eksploatacji sieci gazowych oraz uruchamianiu instalacji gazowych gazu ziemnego. D.U. nr.2 z roku 2010 poz.6.

[20] Ryng M.: *Bezpieczeństwo techniczne w przemyśle chemicznym*. WNT.Warszawa 1985.

[21] Rychter T., Teodorczyk A.: *Obliczenia wybuchów gazowych w przestrzeniach zamkniętych i wentylowanych*. PWN. Warszawa 2002.

[22] Truet J., Corbex C.: *La technique des bruleurs a air souffle*. Cuenod. 1998.

[23] Zajda R.: *Instalacje gazowe na paliwa gazowe*. CoboProfil. Warszawa 2003.

[24] Zdanowski M.: *Zapobieganie pożarom i wybuchom paliw energetyucznych*. IWZW. Warszawa 1983.

[25] Tuchowicki A.: *Ochrona przeciwpożarowa obiektów budowlanych w trakcie ich eksploatacji*. Koszalin 2007.

GAS SYSTEM AND EXPLOSION STATE OF EMERGENCY

SESJA VI

Leonard RUNKIEWICZ[1]
Paweł LEWIŃSKI[2]

MONITOROWANIE ŻELBETOWYCH ZBIORNIKÓW I SILOSÓW PO WZMOCNIENIU

STRESZCZENIE

Przedmiotem referatu są żelbetowe i sprężone zbiorniki na ciecze i materiały sypkie, które w trakcie oraz po przeprowadzeniu prac remontowych, obejmujących również wzmocnienia konstrukcyjne, wymagają systematycznego monitorowania. Nowo wprowadzone europejskie przepisy normowe nie zostały jeszcze w pełni wdrożone do praktyki, co powoduje, że podczas badań prowadzonych in situ nadal napotyka się typowe nieprawidłowości projektowe i wykonawcze dotyczące omawianego typu konstrukcji. Typowe uszkodzenia wywołane są najczęściej przez takie obciążenia, które nie są uwzględniane ani na etapie projektowania ani też realizacji, a należą do nich głównie oddziaływania temperaturowo-skurczowe oraz wzajemne oddziaływania konstrukcji i podłoża gruntowego. W referacie przedstawiono szereg przykładów ilustrujących różne przypadki diagnostyczne. W wielu przypadkach występują (lub występowały) stany zagrożeń silosów sprężonych obwodowo spowodowane korozją cięgien. Obecnie dysponujemy metodami skutecznego i trwałego wzmacniania tego typu konstrukcji. Z analizy wyników monitorowania tych konstrukcji wynikają istotne wnioski odnośnie wymagań w zakresie projektowania, wykonawstwa, diagnostyki i eksploatacji omawianych obiektów.

SŁOWA KLUCZOWE: żelbetowe, sprężone, zbiorniki na ciecze, materiały sypkie, silosy

[1] prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz, l.runkiewicz@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej
[2] dr hab. inż. Paweł Lewiński, prof. ITB, p.lewinski@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

1. CHARAKTERYSTYKA ROZPATRYWANYCH KONSTRUKCJI

Zbiorniki żelbetowe i sprężone na materiały sypkie i ciecze eksploatowane są od ponad 50. lat [2] i z powodu ich nieodpowiedniego stanu technicznego wiele z nich poddawano badaniom in situ. Z przeprowadzonych badań i analiz wynika, że podstawową przyczyną takiego stanu był brak właściwego zabezpieczenia konstrukcji tych obiektów przed korozją, przy czym uszkodzenia tym spowodowane powstawały wskutek błędów, jakie występowały na etapie projektowania, wykonywania jak i eksploatacji zbiorników omawianego typu. Zagadnienia te były przedmiotem wielu publikacji, w tym większości politechnik (np. [1, 2]) oraz Instytutu Techniki Budowlanej [39]. Monitorowanie obiektów budowlanych, zarówno w postaci pomiarów in situ, jak i bezprzewodowe, jest od szeregu lat przedmiotem prac m. in. ITB [10]. Ochrona antykorozyjna zbrojenia była niewystarczająca we wszystkich badanych przypadkach, a uszkodzenia tego rodzaju wpływały na zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Charakter pracy zbrojenia sprężającego w zbiorniku powoduje, że zbrojenie to jest bardzo silnie naprężone podczas całego okresu eksploatacji, a jego zakotwienie na długości cięgna jest zazwyczaj niepełne. Toteż jakiekolwiek uszkodzenie tego zbrojenia zwykle pociąga za sobą skutki dalekiego zasięgu. Lokalna korozja wżerowa prowadzi do dyskwalifikacji całego zbrojenia sprężającego, ponieważ praca tego zbrojenia wymaga jego ciągłości na obwodzie. Same oddziaływania atmosferyczne, takie jak zamakanie i przemarzanie, już wywołują zagrożenie korozyjne zbrojenia obwodowego w zbiornikach sprężonych, a w przypadku, gdy mamy do czynienia ze środowiskiem chemicznie agresywnym, zwykle dochodzi do awarii lub katastrofy. Zarówno, gdy powłoka żelbetowa zbiorników jest prefabrykowana jak i monolityczna, tak sprężona strunami jak i kablami, występują zagrożenia konstrukcyjne, choć z powodu większej wrażliwości powłoki na korozję w miejscach połączeń w przypadku prefabrykacji są one większe. Pierwszy typ zagrożenia ma związek z częstymi awariami strun sprężających obwodowo zbiorniki żelbetowe wykonywane w technologii monolitycznej. Struny były napinane za pomocą nawijarki karuzelowej. Tego rodzaju awarie cięgien mogą być bardzo groźne dla konstrukcji i prowadzić bezpośrednio do katastrofy obiektu. Zagrożenia konstrukcyjne opisane w omawianych przykładach wynikają więc z nieprawidłowości na etapie projektowania i realizacji zbiorników na ciecze i materiały sypkie.

2. WYSTĘPUJĄCE ZAGROŻENIA KONSTRUKCJI

2.1. Rodzaje zagrożeń

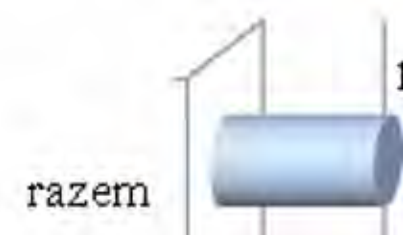
Poszczególne rodzaje zagrożeń silosów i zbiorników przedstawione zostaną na przykładach reprezentatywnych dla poszczególnych typów konstrukcji. W przeszłości po katastrofie silosu na cement przeprowadzono badania i ocenę ponad 200 silosów tego typu. W większości silosów stwierdzono niedostateczną jakość betonu i zbrojenia, zalecając ich wzmocnienie.

2.2. Przykłady zagrożeń konstrukcji silosów

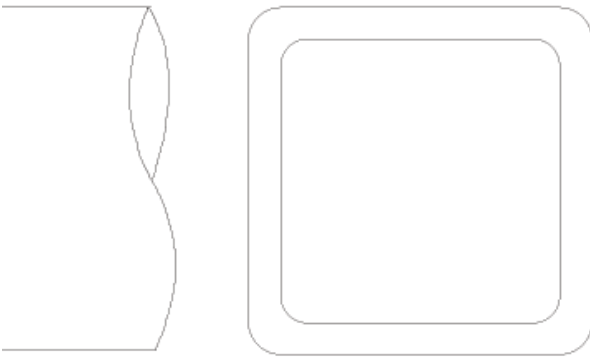
Przykład 1. Omawiane w tym przykładzie silosy strunobetonowe do przechowywania cukru wykonano w połowie lat sześćdziesiątych jako żelbetowe monolityczne, sprężone przez nawijanie za pomocą nawijarki karuzelowej typu „Pająk" [2]. Stanowiły one baterię 2. bliźniaczych silosów (nr 1 i nr 2) o wysokości przy gzymsie 41,8 m i o średnicy wewnętrznej 22 m, przy czym silos nr 1 był konstrukcyjnie powiązany z wieżą operacyjną elewatorów o wysokości 46,55 m. Stropy płyty

dennej komory silosów znajdowały się na poziomie + 2,2 m, a jego podpory słupowe opierały się na płycie fundamentowej posadowionej na poziomie 2,8m. Dolny odcinek ściany zewnętrznej poniżej poziomu tego stropu zaprojektowano jako żelbetowy monolityczny o grubości 35 cm, zaś wykonana powyżej w ślizgu powłoka żelbetowa miała grubość 18 cm. Zaprojektowano sprężenie jej strunami ø 5 mm o wytrzymałości na rozciąganie 1471 MPa od poziomu + 3,13 m do poziomu + 36,0 m, przy założonym minimalnym rozstawie strun u dołu 2,3 cm. Struny mocowano do ścian za pomocą stalowych zacisków. Silosy nad komorą na poziomie + 35,6 m (rys. 2) połączone są łącznikiem o konstrukcji stalowej i korytarzem w części podziemnej. Między komorami, nad szczeliną dylatacyjną płyt fundamentowych, znajduje się pomieszczenie klimatyzatorni (rys. 1).

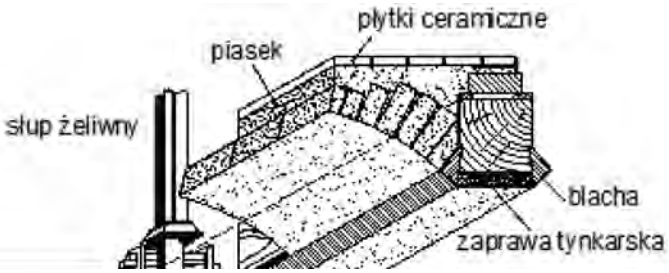
Do awarii strun sprężających doszło w styczniu 1995 r. W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono zerwanie 4. strun sprężających powłokę silosu nr 1 i 2. strun sprężających powłokę silosu nr 2. Awarii towarzyszył efekt akustyczny, co zaalarmowało użytkowników. Zerwanie strun miało miejsce pod stropem pomieszczenia klimatyzatorni, ponieważ styk daszku tego pomieszczenia ze ścianami silosów nie był szczelny i doszło do zamakania tego miejsca w wyniku oddziaływania wód opadowych. Torkret został odspojony wskutek sprężynowania lin w chwili ich zerwania. Miejsce zerwania strun sprężających powłokę silosu nr 1 pokazano na rys. 3. Na zerwanych strunach można było zaobserwować głębokie wżery korozyjne, ciągnące się na znacznej długości. Poawaryjne doraźne zabezpieczenie silosów polegało na ponownym zakotwieniu w ścianie zerwanych strun i założeniu lin zabezpieczających. W wyższych partiach silosu nr 1 stwierdzono jeszcze kilka pojedynczych strun pozbawionych naciągu. Podczas badań stwierdzono, że zamiast projektowanego torkretu o wytrzymałości na ściskanie 20 MPa zastosowano zwykły tynk cemetowo-wapienny, nakładany tynkownicą, o grubości od 8 do 17 mm, zawierający liczne nieregularne spękania o charakterze skurczowym. Wykonano 11 rozległych odkrywek, przy badaniu których stwierdzono, że rzeczywisty rozstaw strun znacznie różni się od założonego w projekcie, przy czym największe różnice występują u dołu komory, tam gdzie przekroje są najbardziej wytężone i występuje największe zagęszczenie strun. W niektórych strefach różnice te dochodziły do ponad 40 %. W silosie nr 2 zaobserwowano znaczne obniżenie średnic strun (do ø 4,7 mm) w stosunku do wartości nominalnej (ø 5 mm), co w silosie nr 1 występowało sporadycznie. W odkrywce na poziomie + 2,2 m w silosie nr 1, w miejscu styku płaszcza górnego z dolnym, stwierdzono wysunięcie płaszcza górnego poza obrys dolnego o 6 cm; połączenie to było nieszczelne. W nadkomorowej i podkomorowej części silosów stwierdzono szereg rys pionowych o szerokości rozwarcia do 1 mm, których jednak dalsza propagacja ulegała zatrzymaniu. Pomimo, że silos nr 1 posadowiony jest na wspólnym fundamencie i połączony z wieżą operacyjną, różnica obciążeń i osiadań obu części składowych konstrukcji spowodowała, że wzdłuż styku obu konstrukcji wystąpiły liczne pęknięcia i doszło do uszkodzenia wieży oraz torkretu na ścianie silosu, w miejscach połączeń.



Rys. 1. Rzut baterii silosów na cukier. Oznaczenia: 1., 2. – silosy nr 1 i nr 2, 3 – wieża operacyjna elewatora, 4. – pomieszczenie klimatyzatorni i przejście nad silosami, 5 – pakownia.

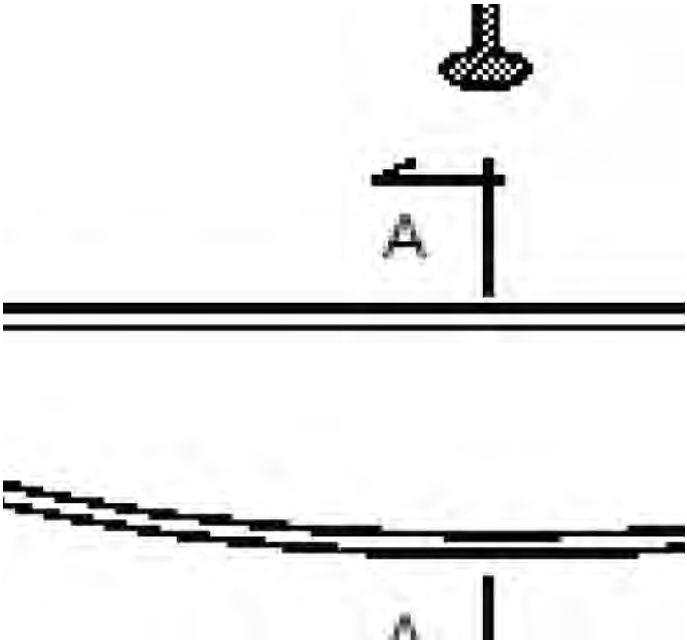


Rys. 2. Przekrój pionowy silosu na cukier.



Rys. 3. Widok styku daszku klimatyzatorni ze ścianą silosu nr 1 po zerwaniu i obluzowaniu strun.

Przykład 2. Przykład drugi dotyczy silosu częściowo sprężonego przeznaczonego do magazynowania klinkieru znajdującego się na terenie kombinatu cementowo-wapienniczego. Silos wykonano w 1998 r. Zbiornik ma wysokość 27 m do górnego poziomu wieńca pierścieniowego ściany i 42,5 m do poziomu stropu nad kopułą stożkową oraz średnicę wewnętrzną 50,0 m. Przekrój pionowy silosu przedstawia rys. 4.

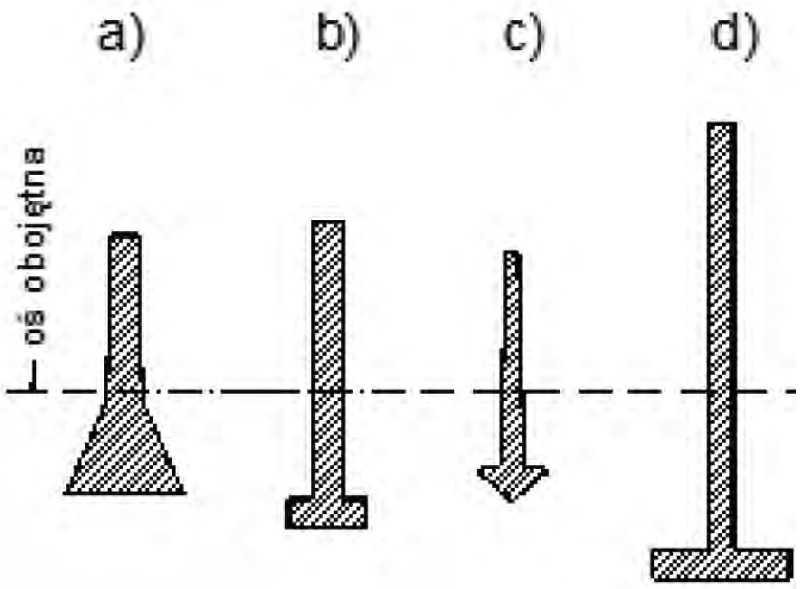


Rys. 4. Przekrój pionowy silosu klinkieru

Ściany płaszcza zewnętrznego zaprojektowano jako żelbetowe monolityczne z betonu ówczesnej klasy B40, częściowo sprężone kablami, o grubości 40 cm i o wysokości 27 m - od poziomu oparcia na pierścieniu fundamentowym do poziomu oparcia wieńca pierścieniowego kopuły nad silosem. Fundamenty pod ścianami rozwiązano jako żelbetowe pierścieniowe o szerokości 3,50 m i o wysokości 1,50 m posadowione na baretach o przekroju 0,80 × 2,80 m. Płaszcz zewnętrzny wykonano w deskowaniach ślizgowych, a następnie sprężono dwojakiego rodzaju kablami składającymi się z 7 oraz 12 splotów 7 ø 5 mm o wytrzymałości na rozciąganie 1770 MPa. Usytuowanie układu krzyżowego kotwienia kabli sprężających przewidziano w lizenach (pilastrach) o szerokości 3,9 m wysuniętych ze ścian na 40 cm, przy zastosowaniu bloków kotwiących typu BBV. Każdy kabel przebiega przez 3 pilastry, w skrajnych jest zakotwiony. Zabezpieczenie cięgien sprężających po sprężeniu zaprojektowano w postaci iniekcji przez bloki kotwiące usytuowane w pilastrach. W płaszczu częściowo sprężonym zaprojektowano także obustronne zbrojenie zwykłe ze stali A-III o granicy plastyczności przy rozciąganiu 410 MPa w postaci 2 siatek z prętów od strony zewnętrznej i od strony wewnętrznej. Kopułę nad silosem o wysokości 5,5 m wykonano jako ruszt stożkowy składający się z 32. stalowych wiązarów kratowych rozstawionych promieniowo po obwodzie, zamocowanych w centralnej wieży zasypowej i opierających się w sposób przesuwny na ścianie zewnętrznej, pokrytych blachą. Na stropie nad silosem znajduje się nadbudówka urządzeń załadowczych o średnicy 12,4 m i o wysokości 11,7 m oraz opiera się estakada przenośnika taśmowego w postaci stalowej kratownicy przestrzennej pokrytej blachą fałdową.

Przeprowadzone obserwacje stanu powierzchni zewnętrznej silosu wykazały, że powierzchnia ściany żelbetowej u dołu wykazuje zarysowania i objawy rozszczelnienia, a w otoczeniu bramy wjazdowej usytuowanej w osi lizeny nr 4 - objawy jej odspojenia od płaszczyzny ściany, m. in. wskutek nierównomiernych osiadań podłoża. Sprzyja to penetracji do wewnątrz ściany

i znajdujących się pod jej powierzchnią zakotwień kabli sprężających - zarówno wód opadowych jak też i agresywnych związków występujących w gazach poprodukcyjnych. Nastąpiło też pęknięcie plomb gipsowych w tej samej strefie (między lizenami nr 3 i nr 4), wcześniej nałożonych na zewnętrznych ścianach silosu. Zarysowania silosu w dolnej strefie jego ścian zewnętrznych (rysy pionowe między lizenami nr 2 i nr 3 miały tam największą szerokość 0,3 mm (rys. 5).



Rys. 5. Widok płaszcza silosu klinkieru na rozwinięciu – inwentaryzacja uszkodzeń. Oznaczenia: odcinek Z–Pd – strona południowo-zachodnia, odcinek Pd–W – strona południowo-wschodnia, odcinek W–Pn – strona północno-wschodnia, odcinek Pn–Z – strona północno-zachodnia.

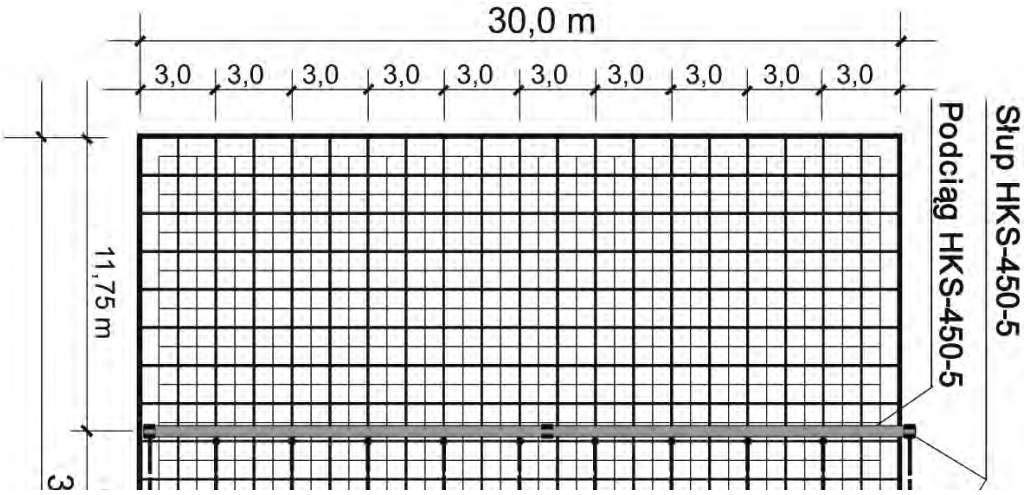
Rysy poziome również o szerokości 0,3 mm wystąpiły tuż nad strefą styku żelbetowej monolitycznej ławy pierścieniowej z konstrukcją ścian silosu, po obu stronach lizeny nr 3. Wskazywało to, jak wynikało z przeprowadzonej analizy obliczeniowej, na termiczno-skurczowy charakter tych zarysowań ściany. W czasie prowadzonych badań i obserwacji następowała stabilizacja rys (por. p. 4.3). Z analizy dokumentacji technicznej obiektu wynikało, że zbrojenie płaszcza silosu podane na rysunkach konstrukcyjnych miało znacznie mniejszy przekrój poprzeczny (o ok. 30 %) niż przewidywany według obliczeń projektowych. Prowadziło to więc do istotnego obniżenia nośności ścian silosu w przekrojach pionowych. W tej sytuacji konieczne było zalecenie kilkuprocentowego obniżenia poziomu składowania materiału w silosie przy założeniu ewentualnego stopniowego podwyższania poziomu zasypywania silosu po okresie próbnych obciążeń. W przypadku zbrojenia płaszcza zgodnie z obliczeniami statycznymi nie byłyby konieczne (jak wynika z obliczeń sprawdzających) jakiekolwiek ograniczenia w zakresie użytkowania silosu.

2.3. Przykłady zagrożeń konstrukcji zbiorników

Przykład 3. Osadnik wstępny, będący jednym z obiektów oczyszczalni ścieków, stanowi zblokowany zespół żelbetowych komór, kanałów i pomieszczeń funkcyjnych o wymiarze w planie

57,0 × 31,0 m i zmiennej wysokości 7,93 ÷ 11,74 m. Obiekt osadnika, który został wykonany w latach 1998–2005, składa się z połączonych konstrukcyjnie elementów ściennych, koryt, kanałów i płyty dennej, przykrytych stropami lub pokrywami typu lekkiego. Zespół komór zgarniaczy osadnika wstępnego składa się z 3 komór konstrukcyjnie połączonych z pozostałą częścią żelbetowej konstrukcji obiektu, przy czym komory A i B są częściowo zblokowane, mając wspólną zewnętrzną ścianę podłużną, zaś ściany poprzeczne są oddzielne. Komory zgarniacza osadnika wstępnego, które objęły pierwsze badania ITB w 2008r., mają wymiary wewnętrzne 15,0 × 15,0 m i wysokość zewnętrzną ścian 8,13 m (rys. 6).

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz inwentaryzacji uszkodzeń wykonanych przez ITB można było stwierdzić, że przekroczona została dopuszczalna szerokość rozwarcia rys, dla której zachowana jest szczelność konstrukcji. Badania obiektu wykazały, że stan graniczny szerokości rozwarcia rys nie był spełniony i ścieki przenikały przez rysy. Szczelność konstrukcji w miejscach rys i przerw roboczych była niedostateczna, a zbrojenie z uwagi na znaczną szerokość rozwarcia rys (0,5 mm) mogło osiągnąć granicę plastyczności i rozpoczął się proces jego korozji. Stwierdzono również uszkodzenia powłoki izolacyjnej ścian (złuszczenia), prowadzące do osłabienia betonu. Inwentaryzację uszkodzeń komór zgarniacza osadnika wstępnego dokonaną w 2008 r. przedstawiono na rzucie zbiornika wielokomorowego na rys. 6. W wyniku realizacji zaleceń ekspertyzy ITB z 2008 r. komory zgarniacza osadnika wstępnego: A, B i C sprężono kablami. Ponowne badania osadnika wstępnego przeprowadzone przez ITB w 2011 r., tj. po wzmocnieniu komór zgarniaczy poprzez sprężenie kablami, miały już charakter kompleksowy i obejmowały prawie wszystkie komory, kanały i inne pomieszczenia obiektu osadnika. Dokonano też obliczeń MES konstrukcji osadników wstępnych jako całości za pomocą programu komputerowego ARSA 2011 w oparciu o dokumentację i dostarczone pliki rysunkowe. Obliczenia sprawdzające konstrukcji osadnika wstępnego nie wykazały przekroczeń nośności przekrojów żelbetowych komór i kanałów żelbetowych, ale dzięki realizacji zaleceń ekspertyzy ITB z 2008 r., obejmujących m. in. sprężenie ścian komór zgarniaczy. Nie miało to natomiast żadnego negatywnego wpływu na pozostałe komory i kanały, w których niedobór zbrojenia był znacznie mniejszy, niż w przypadku komór zgarniaczy.



Rys. 6. Rysunek inwentaryzacyjny uszkodzeń komór zgarniacza osadnika wstępnego (2008 r.).

Natomiast z tych samych obliczeń wynikało, że skurcz betonu mógł być przyczyną powstania szeregu rys, tym bardziej, że nie zastosowano zbrojenia przeciwskurczowego.

2.4. Przyczyny zagrożeń konstrukcji silosów i zbiorników

Nowo wprowadzone europejskie przepisy normowe nie zostały jeszcze w pełni wdrożone do praktyki, co powoduje, że podczas badań prowadzonych in situ nadal napotyka się typowe nieprawidłowości projektowe i wykonawcze dotyczące omawianego typu konstrukcji. Typowe uszkodzenia wywołane są najczęściej przez tego rodzaju obciążenia, które nie są uwzględniane ani na etapie projektowania ani też wykonawstwa, a należą do nich głównie oddziaływania wymuszone, to znaczy oddziaływania temperaturowo-skurczowe o różnej genezie [4], a także wzajemne oddziaływania pomiędzy konstrukcją i podłożem gruntowym, niewłaściwie oszacowane na etapie projektu budowlanego, a później już pozostawione bez zmian (por. [1], [3], [5]). Takie nieprawidłowości pojawiają się nawet w przypadku zbiorników wykonanych z betonu dobrego jakościowo (przykłady 2 i 3). Wpływ tych oddziaływań można ograniczać zarówno wprowadzając odpowiednie zalecenia projektowe, warunki techniczne wykonania, odbioru i eksploatacji [8], jak też stosując technologiczne i projektowe metody ograniczenia wpływu ciepła hydratacji i efektów wilgotnościowych, a także oddziaływań termicznych. Innego rodzaju konstrukcjami, w przypadku których można napotkać typowe uszkodzenia, są zbiorniki i silosy sprężane obwodowo. Silosy z betonu sprężonego eksploatowane są w kraju od ponad pięćdziesięciu lat [2] i wiele z nich jeszcze niedawno znajdowało się w stanie awaryjnym, lecz, jeżeli nie wyłączono ich z eksploatacji, zostały poddane procesowi naprawczemu połączonemu z monitoringiem. Stany zagrożeń konstrukcji silosów sprężonych obwodowo spowodowane korozją cięgien, tak w przypadku sprężenia kablami jak i strunami, występują (lub występowały) zarówno wówczas, gdy powłoka żelbetowa jest prefabrykowana jak i monolityczna, choć w pierwszym przypadku zagrożenia są (lub były) znacznie większe. Obecnie dysponujemy już metodami skutecznego i trwałego wzmacniania tego typu konstrukcji. Okazuje się jednak, że uszkodzenia konstrukcji zbiorników na materiały sypkie pojawiają się również w przypadku konstrukcji sprężonych wznoszonych przy zastosowaniu nowych technologii. Podstawową przyczyną złego stanu technicznego silosów sprężonych, jak już wspomniano we wstępie, jest brak właściwego zabezpieczenia przed korozją konstrukcji tych obiektów, a zwłaszcza ich zbrojenia sprężającego. Lokalna korozja wżerowa może spowodować dyskwalifikację zbrojenia na całym obwodzie, gdyż charakter pracy tego typu cięgien sprężających wymaga ich ciągłości. Już same oddziaływania termiczne i wilgotnościowe stanowią zagrożenie korozyjnie dla zbrojenia, tym bardziej w przypadku środowiska chemicznie agresywnego dochodzi często do awarii.

Najistotniejszą przyczyną korozji w przypadku silosów sprężonych strunami przez nawijanie są niedostateczne właściwości ochronne torkretu, co wynika z kilku przyczyn. Torkret jako taki był wykonywany często w niewłaściwy sposób (por. Przykład 1). Ponadto nie było warunków do wykonania prawidłowej otuliny strun, które układane były jedna przy drugiej, zaś zachowanie projektowanego rozstawu strun w odstępach co 10 mm było niemożliwe. Struny nie były dokładnie obetonowane w miejscach zakotwień. Uszkodzenia występowały najczęściej w miejscach nieszczelnych styków i połączeń ścian silosów z innymi elementami, takimi jak daszki, łączniki itp. Na powierzchni torkretu na ścianach silosów zaobserwowane zostały rysy poziome, pionowe i ukośne o szerokości rozwarcia 1 mm, a niekiedy 2 mm, co było wynikiem naprężeń termiczno-skurczowych występujących w betonach natryskowych, które w związku

z namakaniem i wysychaniem oraz przemarzaniem powtarzały się w sposób cykliczny. Dzięki wcześniejszym opiniom ITB w tym zakresie struny były często zabezpieczane powłoką lateksowo-cementową, która okazała się dość trwała, ale prace te wykonywano często niestarannie, toteż powłoka była w wielu miejscach nieciągła i miała zbyt małą grubość. Z biegiem czasu, gdy warstwa torkretu ulegała zarysowaniom i zobojętnieniu, tak wykonana powłoka lateksowo-cementowa okazała się niewystarczająca dla zabezpieczenia zbrojenia. Oprócz korozji strun w silosach sprężonych obserwowano także korozję zbrojenia zwykłego, odpadanie jego otuliny i wady technologiczne powłok żelbetowych wykonanych w ślizgu, zwłaszcza w miejscach przerw roboczych. Do czynników obniżających nośność konstrukcji zalicza się też ich zmniejszony przekrój i obniżone właściwości wytrzymałościowe (jak w przypadku silosu na cukier (nr 2) opisanego w Przykładzie 1, co stwierdzono we wcześniejszych badaniach ITB). Z badań tych silosów wynikało, że docisk radialny od sprężenia, jaki pozostał w części uzwojonej silosów był niedostateczny w celu zapewnienia bezpiecznej eksploatacji silosów i wahał się na obszarze obu powłok od 55 do 85% pierwotnego ciśnienia od strun sprężających. Do błędów wykonawczych należy doliczyć też niedociągnięcia projektowe polegające na niedocenianiu występujących obciążeń, np. dynamicznych, a także nieuwzględnieniu wzrostu ciężaru składowanego materiału wskutek jego komprymacji w komorze oraz wpływu nieosiowości ustawienia ścian o różnej grubości. W przypadku silosów opisanych w Przykładzie 1, zgodnie z opinią rzeczoznawcy konsultującego projekt konstrukcyjny, przy wymiarowaniu ścian komór silosowych oraz ich konstrukcji dennej przyjęto współczynnik dynamiczny równy 1,0. Gdy podczas wizji lokalnej zarządzono wysyp cukru z jednej z komór, dały się zaobserwować wyraźnie wyczuwalne drgania całej komory cylindrycznej, a co pewien czas słychać było bardzo wyraźnie odczuwalne wstrząsy, typowe dla tąpnięć podczas raptownego osuwania się materiałów zasypowych w pustki tworzące się nad otworami wysypowymi dna. Podczas eksploatacji silosów dochodziło także do pewnych uchybień ze strony użytkowników. Gdyby w przypadku baterii silosów opisanej w Przykładzie 1 użytkownik wykonał zalecenia pierwszej ekspertyzy, do awarii w ogóle by nie doszło. W przypadku silosów opisanych w tym przykładzie zerwanie strun nastąpiło z powodu tolerowania rozległych zacieków na ścianach wewnętrznych klimatyzatorni, będących jednocześnie ścianami silosów sprężonych. Z kolei w przykładach 2 i 3 mamy do czynienia z niewłaściwie zaprojektowanym zbrojeniem; przekroje zbrojenia w przykładzie 2 przyjęto niższe, niż to wynikało z obliczeń statycznych, a w przykładzie 3 przyjęto je niższe, niż to było wymagane przez normę jako minimalny przekrój zbrojenia, a tym samym elementy żelbetowe były pozbawione zbrojenia przeciwskurczowego.

3. DIAGNOSTYKA I WZMOCNIENIA

3.1. Badania diagnostyczne i ocena zagrożeń

Usuwanie zagrożeń w przypadku silosów z betonu sprężonego wymaga wcześniejszego ich zdiagnozowania na podstawie odpowiednich badań i analiz, z uwzględnieniem badań in situ i laboratoryjnych konstrukcji i podłoża, tworzących podstawę dla analizy statyczno-wytrzymałościowej, uwzględniającej aktualny stan zbrojenia sprężającego i zwykłego, betonu, izolacji termicznej (o ile istnieje), rzeczywistą geometrię i wszelkie możliwe obciążenia. Konieczne jest, aby przy ocenie torkretu dokonać szczegółowego zbadania powłoki na całej jej powierzchni, zinwentaryzować miejsca rys i wydające głuchy odgłos przy ostukiwaniu.

Na tej podstawie można dopiero wybrać miejsca do badań zbrojenia sprężającego w odkrywkach, gdyż w otoczeniu rys o dużej szerokości rozwarcia można spodziewać się wystąpienia korozji wżerowej. Korozja żelbetu w częściach niesprężonych silosów jest zwykle dobrze widoczna. Płaszcz silosu w miejscach odspojenia się torkretu ma inną izolacyjność termiczną, toteż lokalizację tego rodzaju uszkodzeń można określać za pomocą badań termowizyjnych. W diagnostyce omawianych obiektów stosowane są różne metody nieniszczące, takie jak: sklerometryczne, akustyczne (pomiary fal), radiologiczne i seminiszczące (metoda pull-out).

Ocena statyczno-wytrzymałościowa może dotyczyć norm obciążeń, które obowiązywały wtedy, gdy projektowane były zbiorniki opisane w przedstawionych przykładach, ale z uwzględnieniem obecnego stanu wiedzy, np. poprzez uwzględnienie tych oddziaływań, które wymagane są w obecnych przepisach normowych, z tym że silosy wykonywane we wcześniejszych okresach często nie spełniają obecnych wymagań. Niekiedy w stosunku do obiektów bezpiecznie eksploatowanych od wielu lat, posługując się archiwalnymi danymi eksploatacyjnymi, można indywidualnie dopuścić pewne obniżenie poziomu bezpieczeństwa.

3.2. Wzmocnienia konstrukcyjne

Można wymienić cały szereg sposobów wzmacniania żelbetowych i sprężonych zbiorników na materiały sypkie i ciecze. Zespoły wielu krajowych Politechnik: Krakowskiej, Wrocławskiej, Warszawskiej, a także ITB oraz firmy projektowo-wykonawcze, jak np. „Chemadex" specjalizują się w tych zagadnieniach. Sposób wzmocnienia silosu lub zbiornika związany jest z geometrią i stanem technicznym konstrukcji, zakresem i charakterem jej wad i uszkodzeń oraz stopniem agresywności środowiska.

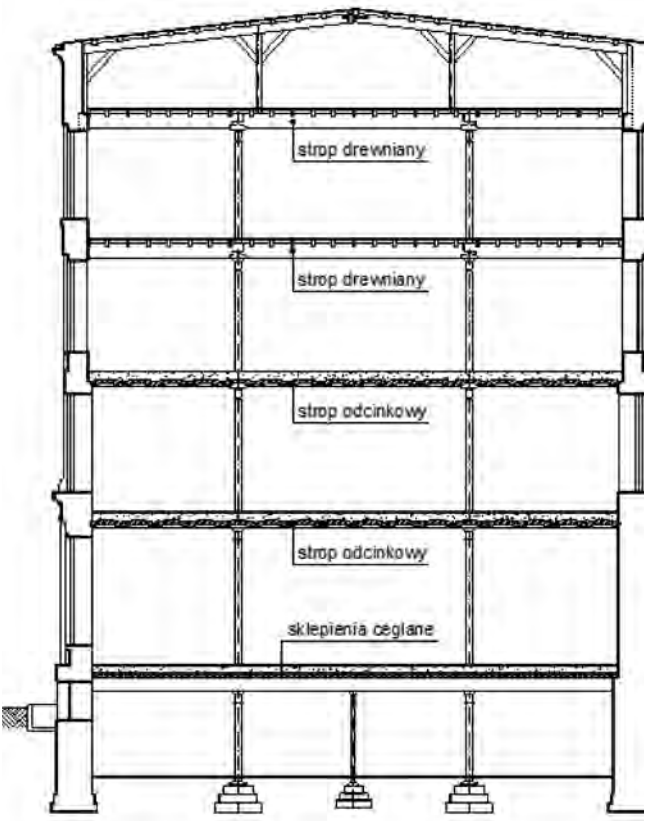
W przypadku awarii baterii silosów opisanej w Przykładzie 1 zalecenia dotyczące naprawy ściany cylindrycznej zasadniczo obejmowały odtworzenie stanu pierwotnego uzwojenia sprężającego płaszcza w zakresie możliwym do wykonania oraz wzmocnienie silosów nr 1 i nr 2 poprzez sprężenie, przy przyjęciu jednakowej liczby cięgien dla obu silosów i doprowadzeniu ich do poziomu stropu nad komorą. W 1995 r., z uwagi na pojawienie się na naszym rynku nowych technologii, wydano opinię, że wzmacnianie obu silosów można przeprowadzić przez zewnętrzne sprężenie kablami w osłonkach z tworzywa sztucznego i zabezpieczonych smarem (za pomocą niskotarciowego systemu sprężania (NSS)). Niskotarciowy system sprężania jest efektywniejszy od tradycyjnego z uwagi na obniżenie strat od tarcia na krzywiźnie powłoki z 2/3 maksymalnej siły naciągu kabla do 18–19 % tej wielkości, przy równocześnie zwiększonej odporności korozyjnej. Istotną sprawą jest też możliwość wyeliminowania pilastrów do kotwienia kabli poprzez zastosowanie zakotwienia krzyżowego typu X (rys. 7), dzięki czemu wykonuje się tylko jedno zakotwienie na obwodzie, co zapewnia łatwość i krótki czas montażu przy zachowaniu efektywnej kontroli naciągu kabli. Ważne było także, aby przy wzmacnianiu cienkich powłok żelbetowych, wcześniej sprężonych strunami i słabo zbrojonych zbrojeniem zwykłym, nie wprowadzać dodatkowego zginania od pilastrów w kierunku równoleżnikowym, na jakie powłoka nie była obliczona. W systemie NSS kable sprężające typu Freyssineta zabezpieczone są przez obudowę z tworzywa sztucznego (HDPE) i smar. Sploty używane do sprężania składają się z centralnego prostoliniowego drutu oraz sześciu obwodowych drutów spiralnych. Kompletny ściąg wykonywany jest w wytwórni. Dodatkowym zabezpieczeniem jest zewnętrzna rura z tworzywa sztucznego wypełniona zaprawą cementową. Rura ta

zabezpiecza też osłonki kabli przed uszkodzeniami mechanicznymi i zmniejsza docisk do powierzchni płaszcza.

Zalecenia omawianej ekspertyzy ITB zostały zrealizowane, przy czym była to pierwsza w Polsce realizacja wzmocnienia konstrukcji powłoki silosu metodą NSS. W projekcie wzmocnienia przyjęto zastosowanie kabli sprężających typu Freyssineta o symbolu T15S, o powierzchni przekroju stali sprężającej 150 mm^2 i o sile zrywającej 279 kN.

Rys. 7. Sprężanie płaszcza silosu kablami Freyssineta z zastosowaniem zakotwienia krzyżowego typu X

Kable ułożono na całej wysokości komory silosu w zmiennym rozstawie (rys. 8), przy czym zaszła konieczność przeciągnięcia kabli przez otwory wykonane w ścianach wieży operacyjnej. Kable sprężono hydraulicznie. Siła naciągu kabli po stratach wyniosła 164 kN > 160 kN (wielkości założonej w projekcie wzmocnienia). Ocieplenie przyjęto z wełny mineralnej o grubości 10 cm, a obudowę ocieplenia z blachy trapezowej powlekanej tworzywem. System NSS od 1995 r. przebył pewną ewolucję, ale zasadnicze idee nie uległy zmianie i ten rodzaj wzmocnienia okazał się efektywny.



Rys. 8. Przekrój pionowy komory wzmocnionego silosu na cukier i sposób wzmocnienia

W przypadku zarysowanego i nieszczelnego zbiornika wielokomorowego opisanego w Przykładzie 3 zalecenia ekspertyzy ITB z 2008 r. dotyczące naprawy ścian komór zgarniacza osadnika wstępnego: A, B i C obejmowały sprężenie kablami każdej komory oddzielnie. Sprężenie zrealizowano za pomocą kabli bezprzyczepnościowych jednosplotowych o niskiej relaksacji systemu BBR w osłonkach HDPE wypełnionych smarem (rys. 9). Zastosowano kable o wytrzymałości na rozciąganie (podobnie jak w poprzednim przypadku) 1860 MPa. Kable zostały zakotwione w stalowych blokach kotwiących umiejscowionych w narożach komór A, B i C osadnika wstępnego. Na niektórych odcinkach zastosowano ponadto dewiatory kierunkowe celem eliminacji nadmiernych naprężeń rozciągających na powierzchniach zewnętrznych. Poszczególne ściany sprężono 30 lub 36 kablami.

W przypadku zagrożenia korozyjnego konstrukcji wzmacnianej można także uznać za celowe zastosowanie taśm węglowych, które są nowoczesnymi kompozytami konstrukcyjnymi posiadającymi cenne parametry mechaniczne i odporność korozyjną. Podstawową zaletą wzmocnienia taśmami węglowymi jest możliwość naklejania i sprężania tych taśm bez wznoszenia specjalnych rusztowań i bez użycia dźwigów, jedynie przy zastosowaniu rusztowań wiszących lub metod alpinistycznych.

Rys. 9. Sposób wzmocnienia ścian żelbetowych komór zgarniaczy osadnika wstępnego

4. MONITOROWANIE KONSTRUKCJI PO WZMOCNIENIU

4.1. Monitorowanie systemów sprężenia

Po realizacji zaleceń ekspertyzy dotyczącej baterii silosów na cukier (Przykład 1) podjęto prace dotyczące monitorowania systemu sprężenia. Fragmenty kabli sprężających typu Freyssineta pozostawiono celowo bez zabezpieczeń tak, aby umożliwić monitoring zakotwienia kabli sprężających i pomiary poślizgów cięgien (rys. 10).

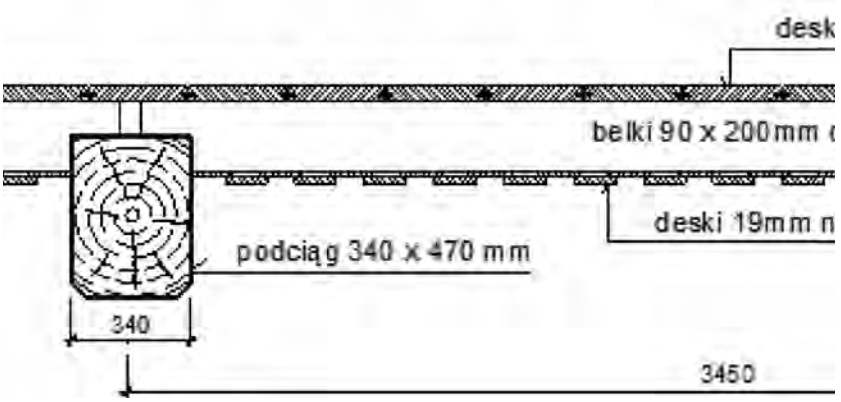
Rys. 10. Monitorowanie systemu sprężenia wzmocnionego silosu na cukier i pomiary poślizgów cięgien

Po wykonaniu sprężenia zbiornika wielokomorowego, opisanego w Przykładzie 3, za pomocą kabli bezprzyczepnościowych systemu BBR w osłonkach wypełnionych smarem, prowadzono monitoring wzmocnień, kontrolując stan cięgien i zabezpieczeń bloków kotwiących oraz naciąg cięgien poniżej i powyżej poziomu ścieków po 2. i 3. latach od wykonania ekspertyzy. W wyniku prowadzonych wieloletnich kontroli stan techniczny wszystkich kabli bezprzyczepnościowych (wraz z ich blokami kotwiącymi), wzmacniających silosy na cukier oraz zbiornik wielokomorowy w oczyszczalni ścieków, oceniono pozytywnie.

4.2. Monitorowanie przemieszczeń pionowych

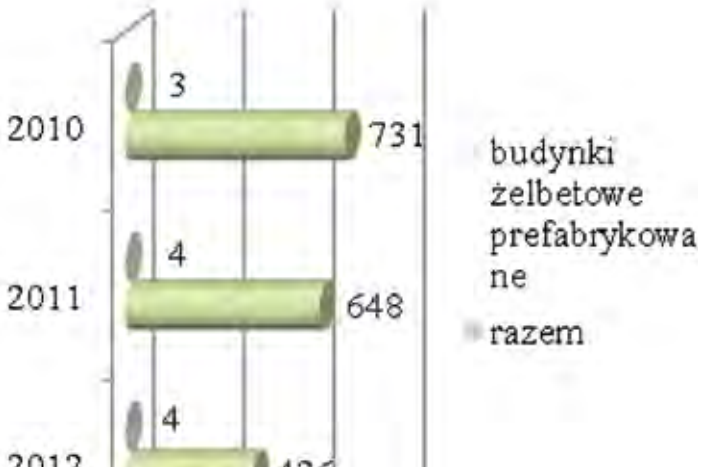
W ramach ekspertyzy silosu na klinkier (Przykład 2) zlecono wykonanie dokumentacji geodezyjnej obejmującej badania osiadań. W celu prowadzenia pomiarów osiadań silosu zainstalowano 9 reperów. Pomiar wyjściowy wykonano w 1998 r., a następnie wykonano 25 kolejnych pomiarów, których wyniki przeanalizowano w ramach ekspertyzy ITB z 2001 r. Wyniki pomiarów przemieszczeń pionowych ściany żelbetowej silosu magazynowego klinkieru, wykonanych od 2002 r. (obserwacja 32) do 2003 r. (obserwacja 37) r., zawierała kolejna dokumentacja geodezyjna. W okresie październik 2002 – czerwiec 2003 przeprowadzono 6 kolejnych pomiarów

przemieszczeń pionowych reperów za pomocą niwelacji precyzyjnej w odstępach czasowych wynoszących około 40 dni. Przebiegi przemieszczeń pionowych reperów nr 1, 2, 3 i 4, osadzonych w ścianach betonowych silosu, w okresie pierwszych lat od zakończenia budowy, zostały pokazane w funkcji czasu na rys. 11.



Rys. 11. Przebieg osiadań ścian silosu w okresie pierwszych lat od zakończenia budowy

Przebieg obciążenia silosu na tle przemieszczeń pionowych ścian silosu od dnia 2002 r. (obserwacja 32) do 2003 r. (obserwacja 37) na tle wielkości napełnienia silosu związanej z wysokością napełnienia pokazano na rys. 12 (wysokości napełnienia podane na rysunku dotyczą jedynie dni wykonania pomiarów przemieszczeń). Powyższy przebieg obciążenia znajduje odzwierciedlenie w przemieszczeniach pionowych poszczególnych reperów.



Rys. 12. Przebieg przemieszczeń pionowych ścian silosu od dnia 3.10.02 r. do 30.06.03 r. na tle wielkości napełnienia silosu związanej z wysokością napełnienia

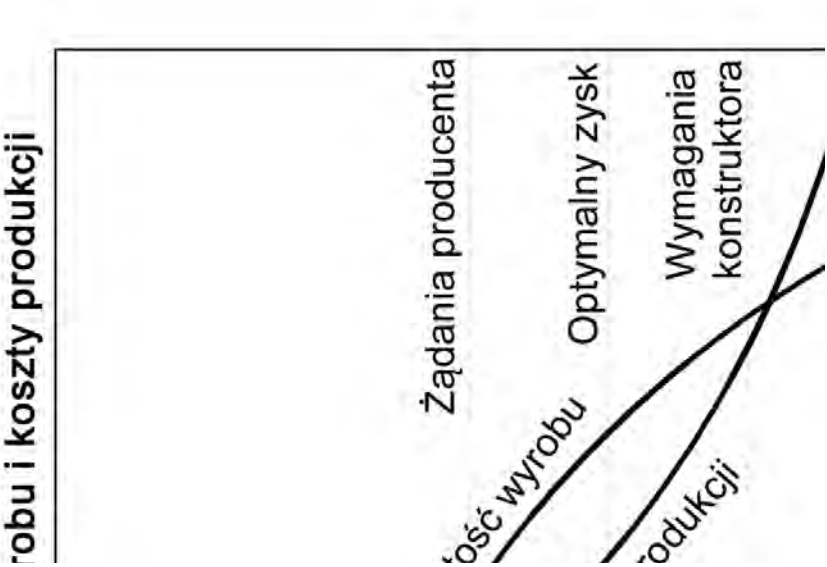
Analiza uzyskanych danych dotyczących osiadania pozwala stwierdzić, że najmniejsze osiadania ścian zbiornika, rzędu 5,5÷7,5 mm, powstały przy najmniejszym zapełnieniu zbiornika od chwili rozpoczęcia jego eksploatacji, tj. przy zapełnieniu rzędu 16,5 Gg. Natomiast największe osiadania ścian zbiornika od chwili rozpoczęcia jego eksploatacji, rzędu 11,3÷14,9 mm, powstały przy największym zapełnieniu zbiornika w tym okresie czasu, tj. przy zapełnieniu rzędu 66,0 Gg. Stwierdzono, że osiadania ścian zbiornika występujące przy jego odciążeniu do poziomu 16,5 Gg (tj. do 25 % maksymalnej wartości wcześniejszego zapełnienia) stanowiły ok. 50 % wartości osiadań powstałych przy obciążeniu maksymalnym, a zatem można ocenić, że pozostałe 50 % wielkości przemieszczeń pionowych ma charakter osiadania sprężystego. Z porównania wykresów kolejnych faz przemieszczeń pionowych reperów osadzonych w ścianach żelbetowych silosu (rys. 12) wynika, że osiadania te przebiegają prawie równolegle. Ponadto wartości osiadań po osiągnięciu pewnej granicznej wartości, rzędu 15 mm, nie mają tendencji narastającej. Z przeprowadzonych badań wynika, że według pomiarów przemieszczenia pionowe wykazują trwałą tendencję do stabilizacji mimo upływu zaledwie 2 lat od wykonania ścian zbiornika.

Przebieg odpowiedzi układu *konstrukcja silosu-ściany szczelinowe-podłoże gruntowe* w postaci przemieszczeń pionowych ścian silosu na wymuszenie w postaci obciążenia silosu, pokazany na rys. 12, potwierdza w znacznym stopniu odwracalny charakter przemieszczeń pionowych poszczególnych reperów. Te wielkości osiadań są mniejsze od globalnych dopuszczalnych osiadań wg normy, toteż w najbliższym okresie czasu nie będą miały one wpływu na nośność i rysoodporność omawianej konstrukcji.

W ramach ekspertyzy osadnika wstępnego (Przykład 3) monitorowano również wpływ podłoża gruntowego na konstrukcję zbiornika wielokomorowego. Badania geotechniczne podłoża przeprowadził Instytut Techniki Budowlanej. Przemieszczenia pionowe obiektu zostały określone w ramach cyklu pomiarów geodezyjnych. Jak wynikało z przeprowadzonych badań, proces przemieszczeń pionowych osadnika wstępnego do chwili zakończenia ekspertyzy nie uległ pełnej stabilizacji, ale wielkości przemieszczeń pionowych pomierzone do końca 2010 r. nie przekraczały wartości 5,5 mm. Wartość maksymalnych przemieszczeń pionowych okazała się mniejsza od dopuszczalnej, która tu wynosiła 70 mm, a zatem stan graniczny przemieszczeń był spełniony. Zbliżone wartości uzyskano w wyniku obliczeń MES. Z badań geotechnicznych wynika, że po przeprowadzeniu lokalnej wymiany gruntu wraz z zagęszczaniem, uzyskano dobre podłoże do posadowienia obiektu osadnika wstępnego.

4.3. Monitoring zmian uszkodzeń konstrukcji i szerokości rozwarcia rys

Monitorowaniu poddano tunele transportowe oraz płaszcz silosu opisanego w Przykładzie 2. Na płaszczu silosu od strony zewnętrznej zakładano gipsowe plomby kontrolne. Plomby te były zakładane w 2000 r. trzykrotnie. Wszystkie plomby zostały nałożone na istniejące rysy pionowe na wysokości około 1,5 m powyżej poziomu terenu. Badania wizualne gipsowych plomb kontrolnych założonych na płaszczu silosu przeprowadzono trzykrotnie w 2000 r. oraz jednokrotnie na początku 2001 r. W przypadku plomb zarysowanych rozwarcia rys były niewielkie i nie przekraczały 0,1 mm. Najwięcej uszkodzeń dotyczyło pierwszej serii plomb założonych w okresie wiosny 2000 r. W wyniku analizy uszkodzeń z tego okresu założono drugą serię plomb latem 2000 r. W przypadku plomb założonych jesienią 2000 r., podczas ich badań na początku 2001 r. nie stwierdzono żadnych pęknięć. Monitoring zmian uszkodzeń konstrukcji częściowo sprężonego silosu na klinkier uwidacznia rys. 13. A zatem zmiany w czasie szerokości rozwarcia rys wskazywały na stopniowy zanik dalszej propagacji uszkodzeń.



Rys. 13. Monitoring zmian uszkodzeń konstrukcji częściowo sprężonego silosu na klinkier.

5.WNIOSKI

5.1.Projektownie zbiorników i silosów z betonu – nowe wymagania

Wymogi stosowania zbioru norm serii PN-EN obejmują spełnienie podstawowych wymagań z zakresu bezpieczeństwa, użytkowalności, odporności ogniowej i stateczności podczas całego cyklu życia konstrukcji żelbetowych i sprężonych zbiorników na materiały sypkie i ciecze.

- Podczas całego okresu eksploatacji konstrukcja zbiornika powinna zachowywać użytkowalność zgodną z przeznaczeniem, przy utrzymaniu odpowiedniego stopnia niezawodności i ekonomiki.
- Konstrukcja zbiornika powinna wytrzymywać wszystkie oddziaływania i wpływy powstałe podczas procesu wykonywania i eksploatacji.
- Nośność konstrukcji podczas wystąpienia oddziaływania ogniowego powinna być odpowiednia w odniesieniu do wymaganego czasu tego oddziaływania.
- Projekt zbiornika powinien zabezpieczać odporność konstrukcji na zagrożenia, takie jak eksplozje, uderzenia pojazdów, czy konsekwencje błędów ludzkich o zakresie nieproporcjonalnym do pierwotnej przyczyny (np. błędnego odczytu stopnia zapylenia komory). Należy przyjmować różne poziomy niezawodności, zarówno dla nośności, jak i dla użytkowalności. Wprowadza się pojęcie projektowanego okresu użytkowania silosu, który należy wykorzystywać przy zestawianiu oddziaływań projektowych (takich jak na przykład obciążenia wyjątkowe, czy oddziaływania sejsmiczne), uwzględnianiu pogarszania się właściwości materiałowych, oszacowaniu kosztów użytkowania konstrukcji i określaniu strategii utrzymania obiektu.

Konstrukcja powinna być zaprojektowana w taki sposób, aby procesy niszczenia nie wpływały na jej trwałość i zachowanie - przy przewidzianym poziomie obsługi technicznej. Eurokody zakładają, że zostaną podjęte odpowiednie kroki w celu wytworzenia konstrukcji spełniającej wymagania projektowe. Działania te zawierają definicję wymagań, co do niezawodności, działań organizacyjnych i kontroli na etapie projektu, wykonawstwa, użytkowania i obsługi.

5.2. Wykonawstwo zbiorników i silosów z betonu

Skuteczny system zapewnienia jakości robót betonowych i zbrojarskich oraz kontroli sił sprężających, a także robót antykorozyjnych i zabezpieczających jest podstawą prawidłowej realizacji silosów i zbiorników. Atestowanie cięgien sprężających powinno dotyczyć również gwarantowanych cech w zakresie relaksacji. Podstawą realizacji zbiorników omawianego typu jest opracowanie programu sprężania. Program sprężania realizowanego za pomocą obręczy sprężających, składających się z poszczególnych kabli, powinien obejmować wymienione poniżej warunki techniczne, wymagania i raporty techniczne:

- Ogólny opis konstrukcji obiektu, materiały do sprężenia, a w tym: sploty sprężające, kanały kablowe oraz system kotwienia kabli – zakotwienia czynne i bierne;
- Technologia wprowadzania splotów do kanałów kablowych;
- Technologia sprężania, w tym: sprzęt do sprężania, tj. prasy i pompy hydrauliczne, wartości siły naciągu kabli, wymagana wytrzymałość betonu w chwili sprężania, numeracja obręczy i poszczególnych kabli sprężających, przewidywane wartości wydłużeń, kolejność i sposób naciągania kabli, kontrola siły sprężającej i dziennik sprężania;
- Ochrona systemu sprężenia przed korozją: receptura iniektu, sprzęt do iniekcji, badania zaczynu iniekcyjnego, tj. badanie płynności, badanie sedymentacji, badanie zmiany objętości i badanie wytrzymałości, wykonanie iniekcji, raport z iniekcji kanałów kablowych;
- Załączniki: formularze dzienników sprężania kabli i formularz raportu z iniekcji.

W czasie prowadzenia iniekcji kanałów kablowych należy sporządzać na bieżąco Raport z iniekcji, w którym należy zawrzeć informacje na temat wyników badań zaczynu iniekcyjnego, danych o temperaturze konstrukcji i otoczenia oraz wyników iniekcji kanałów kablowych.

5.3. Eksploatacja zbiorników i silosów z betonu

Renowacje zbiorników żelbetowych i sprężonych.

Naprawy i termorenowacje zbiorników żelbetowych i sprężonych służą także zapobieganiu powstawania zagrożeń konstrukcyjnych. Wskutek eksploatacji takich zbiorników w złożonych warunkach środowiskowych dochodzi do uszkodzeń wymagających renowacji i wzmocnień. Renowacje te polegają na zastosowaniu nowego systemu ochrony antykorozyjnej konstrukcji, izolacji termicznej i/lub przeciwwilgociowej. Natomiast trwałość napraw i wzmocnień pozbawionych tego typu zabezpieczeń może być ograniczona. Warto podkreślić, że ocieplenie powłoki sprężonej (choćby metodą lekką) niezwykle podnosi jej trwałość; szczególnie istotne jest uniemożliwienie wykraplania się pary wodnej w pobliżu stref zakotwienia cięgien.

Wzmocnienia silosów żelbetowych i sprężonych.

W związku ze stanami awaryjnymi silosów zachodzi często konieczność ich wzmacniania, jednak podczas analizowania tych konstrukcji często okazuje się, że ścisła ocena rzeczywistych zapasów bezpieczeństwa jest utrudniona ze względu na niepewność w zakresie obciążeń. Dlatego celowe jest kontynuowanie prac badawczych dotyczących wpływu poszczególnych obciążeń i oddziaływań oraz dalsza analiza możliwie jak najdokładniejszych rozkładów sił wewnętrznych. Wzmocnienia omawianych konstrukcji realizowane są obecnie zazwyczaj przy zastosowaniu nowoczesnych rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych, obejmujących zastosowanie dodatkowego zbrojenia sprężającego. Ekspert szacując koszt wzmocnienia silosu powinien brać pod uwagę nie tylko koszty bezpośrednie związane z ceną materiału, lecz również uwzględniać koszty wykonania prac oraz przyszłe koszty eksploatacji i konserwacji. Sposoby wzmocnień zbiorników i silosów zmieniały się wraz z rozwojem techniki, pewne sposoby zarzucano na rzecz nowych technologii. Kierunek rozwoju polega na podnoszeniu efektywności i trwałości przy równoczesnym obniżaniu ciężaru wzmocnienia.

Eksploatacja silosów sprężonych.

Eksploatacja silosów żelbetowych i sprężonych wymaga ścisłego stosowania przewidzianych w projekcie zasad napełniania i opróżniania komór. Wszelkie przypadki nieszczelności, zacieków i zawilgocenia konstrukcji wymagają szybkiej interwencji. Prowadzenie systematycznych przeglądów technicznych oraz badań diagnostycznych wykonywanych przez rzeczoznawców decyduje o trwałości obiektu. Stopień agresywności środowiska i klasa wrażliwości konstrukcji powinny wpływać na wymagane okresy między koniecznymi przeglądami i badaniami. Natomiast rodzaj i technologia wykonania silosu oraz wieku obiektu wpływają na klasę wrażliwości konstrukcji. Informacje dotyczące okresów międzykontrolnych można znaleźć w odnośnej literaturze przedmiotu.

Literatura

[1] Halicka A., Franczak D.: *Projektowanie zbiorników żelbetowych. T. 2. Zbiorniki na ciecze*, PWN, Warszawa, 2012.

[2] Kuś S.: *Konstrukcje sprężone kołowo-symetryczne*. Arkady, Warszawa 1960.

[3] Lewiński P.: *Analiza współpracy żelbetowych zbiorników cylindrycznych z podłożem*. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, Rozprawy, Wydawnictwa ITB, Warszawa 2007.

[4] Lewiński P.: *Zasady projektowania zbiorników żelbetowych na ciecze z uwzględnieniem wymagań Eurokodu 2. Przykłady obliczeń*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2011.

[5] Lewiński P. M.: *Modele sprężyste współpracy żelbetowych i sprężonych silosów cylindrycznych z podłożem*. W: „Monografie Zakładu Wytrzymałości Materiałów, Teorii Sprężystości i Plastyczności”, T. 3, rozdział IX, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2013, s. 121-134.

[6] Runkiewicz L., Plechawski S.: *Silosy żelbetowe na materiały sypkie po wzmocnieniu*. 11 Konf. „Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze”, Świeradów Zdrój, 18-21 października 2000, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000, s. 177-184.

[7] Runkiewicz L.: *Zasady oceny bezpieczeństwa i wzmacniania silosów żelbetowych*. Instytut Techniki Budowlanej, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki ITB, nr 366, Warszawa, 2000.

[8] Runkiewicz L.: *Zasady wykonywania i odbioru robót zbiorników żelbetowych*. Poradnik Inspektora Nadzoru, Cz.1.: nr 5, 2008, s. 6-15, Cz.2.: nr 6, 2008, s. 15-24

[9] Runkiewicz L.: *Analizy zagrożeń, awarii i katastrof żelbetowych zbiorników i silosów*. Przegląd Budowlany, Nr 4/2012, s. 75-79

[10] Witakowski P. (red.): *Bezdotykowe metody obserwacji i pomiarów obiektów budowlanych*. Instytut Techniki Budowlanej, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki ITB, nr 443, Warszawa, 2009

MONITORING OF REINFORCED CONCRETE TANKS AND SILOS AFTER STRENGTHENING

Tadeusz URBAN[1]

REWITALIZACJA BUDYNKÓW PRZEMYSŁOWYCH Z ŻELIWNYMI ELEMENTAMI KONSTRUKCYJNYMI

STRESZCZENIE

Referat przedstawia problemy techniczne związane z adaptacją żeliwnych elementów konstrukcji budynków z przełomu XIX i XX wieku podlegających współcześnie rewitalizacji. Brak współczesnych norm regulujących zasady wymiarowania konstrukcji żeliwnych stanowi istotny problem w pracach ekspertyzowych i projektowych. Celem referatu jest częściowe wypełnienie luki w tym zakresie. Zostaną przedstawione historyczne zasady wymiarowania żeliwnych elementów, które były stosowane w Europie w czasie wznoszenia rewitalizowanych obiektów. Zaprezentowane zostaną również wyniki badań eksperymentalnych żeliwnych elementów, wykonanych przy okazji realizacji jednego z największych zamierzeń rewitalizacyjnych, jakim była Manufaktura w Łodzi. Przedstawione zostaną również przykłady możliwych zagrożeń związanych z konstrukcjami żeliwnymi.

SŁOWA KLUCZOWE: żeliwo, słupy żeliwne, belki żeliwne, materiał kruchy, wytrzymałość

1. NA WSTĘPIE TROCHĘ SEMANTYKI

Przeglądając słowniki wyrazów obcych oraz encyklopedie wydane na przełomie XX i XXI wieku nie natrafimy na termin „rewitalizacja". Słowo to – pochodzenia łacińskiego *re* + *vita* – dosłownie oznacza przywrócenie do życia, ożywienie. Termin ten w ostatnim czasie stał się bardzo modny i wiąże się z nim najczęściej działanie skupione na ożywieniu zdegradowanych obszarów miast,

[1] dr hab. inż. prof. PŁ Tadeusz Urban, tadeusz.urban@p.lodz.pl – Politechnika Łódzka

np. poprzemysłowych. Rewitalizacja jest w tym znaczeniu zespołem działań z zakresu budownictwa, planowania przestrzennego, ekonomii i polityki społecznej, których celem jest doprowadzenie do ożywienia, poprawy funkcjonalności, estetyki, wygody użytkowania i jakości życia.

Historycznie rzecz biorąc, termin rewitalizacja jest pochodzenia medycznego, gdzie oznacza przywracanie sił witalnych ludziom. Można również mówić o rewitalizacji w odniesieniu do maszyn np. pojazdów. Termin ten jest obecnie często nadużywany i mylony z takimi pojęciami, jak: modernizacja, rewaloryzacja, restauracja, renowacja czy remont.

Wobec powyższych stwierdzeń, autor referatu ma pewne wątpliwości, czy termin rewitalizacja jest w pełni adekwatny do przedstawionych dalej treści. Pewnym usprawiedliwieniem użycia tego terminu jest definicja zaproponowana przez J. Tajchmana [1]: „*Rewitalizacja zabytkowych budowli poprzemysłowych – polega na nadaniu im nowych funkcji i włączeniu ich w obieg współczesnej kultury przy maksymalnym poszanowaniu kompozycji i formy architektonicznej oraz struktury budowlanej*".

2. NIECO HISTORII O XIX WIECZNYM BUDOWNICTWIE PRZEMYSŁOWYM

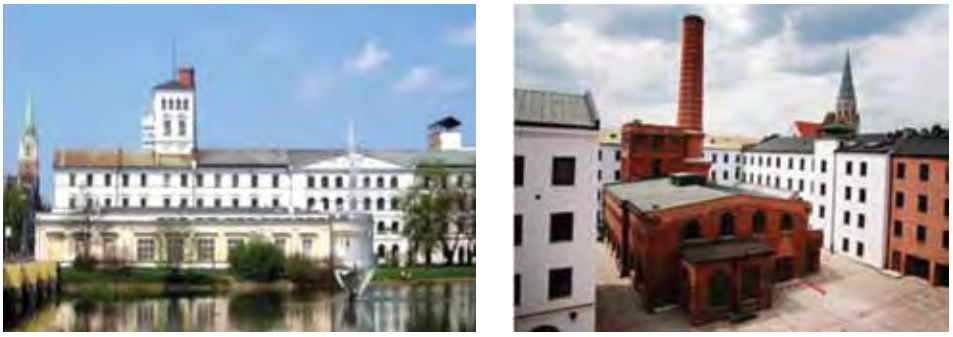
Przełom XVIII i XIX wieku to początki rewolucji przemysłowej, która wymagała budowy nowych, niespotykanych na dotychczasową skalę, budynków przemysłowych. W Anglii do 1780 roku podstawową formą konstrukcji wielokondygnacyjnych obiektów przemysłowych i magazynowych są budynki ze stropami drewnianymi, których belki są rozpięte pomiędzy murowanymi ścianami podpartymi dodatkowo dwoma lub trzema rzędami słupów, również drewnianych. Na terenach ówczesnego zaboru rosyjskiego tego rodzaju obiekty były wznoszone znacznie dłużej, bo aż do końca XIX wieku. Rozpiętość belek pomiędzy słupami i ścianami wynosiła od 4 do 5 m. Te szkieletowe konstrukcje nie były odporne na ogień. Pożary w fabrykach zagrażały nie tylko robotnikom, ale również wytwarzanym drogim materiałom, maszynom i samym budynkom. Łatwopalne materiały, takie jak włókna bawełny lub kurz, w połączeniu z oparami oleju używanego do smarowania maszyn, z otwartym płomieniem lamp oświetlenia i czasami z iskrami wytwarzanymi przez metalowe maszyny, stwarzały środowisko sprzyjające eksplozyjnemu wybuchowi pożarów.

Szkieletowa konstrukcja stwarzała dodatkowo nowy rodzaj zagrożenia, który nie występował w budynkach z murowanymi ścianami nośnymi, polegający na postępującej katastrofie. Zniszczenie lokalne jednego słupa na dolnej kondygnacji powodowało zawalenie się wszystkich kondygnacji znajdujących się powyżej.

Na ziemiach polskich rozwój konstrukcji obiektów przemysłowych odbywał się z pewnym opóźnieniem w stosunku do przodującej wówczas pod tym względem Anglii. Początki dynamicznego rozwoju przemysłowej Łodzi miały miejsce jeszcze w okresie istnienia Królestwa Polskiego. Pierwsze murowane obiekty przemysłowe powstały w latach 1825÷1828. W 1837 roku została ukończona tzw. „Biała Fabryka" – Fabryka Wyrobów Bawełnianych Towarzystwa Akcyjnego Ludwika Geyera (patrz rys. 1). Tutaj uruchomiono w roku 1839 pierwszą maszynę parową w Królestwie Polskim. Obiekt ten zachował się do współczesnych czasów i obecnie mieści się w nim Centralne Muzeum Włókiennictwa. Architektura fabryki nawiązuje do stylu klasycystycznego. Konstrukcję budynku stanowią zewnętrzne murowane ściany i drewniany szkielet wewnętrzny (patrz rys. 2).

Dynamiczny rozwój przemysłu włókienniczego, a wraz z nim budownictwa przemysłowego, nastąpił w Łodzi w drugiej połowie XIX wieku. Obiekty pochodzące z tego okresu spełniały swą podstawową funkcję przemysłową mniej więcej do końca lat 80-tych XX wieku. Wraz z prze-

mianami społeczno-gospodarczymi, dokonującymi się w ostatniej dekadzie XX wieku, powstał problem zagospodarowania setek obiektów poprzemysłowych stanowiących dotychczasowy architektoniczny wizerunek Łodzi. Jedyną szansą zachowania tych obiektów dla przyszłych pokoleń jest ich rewitalizacja, czyli przystosowanie do nowych funkcji z jednoczesnym zachowaniem w możliwie maksymalnym stopniu historycznej architektury. W ostatnich latach zrealizowano w Łodzi wiele przedsięwzięć inwestycyjnych o takim charakterze. Wybrane zagadnienia techniczne związane z tego typu przedsięwzięciami są podstawą referatu.

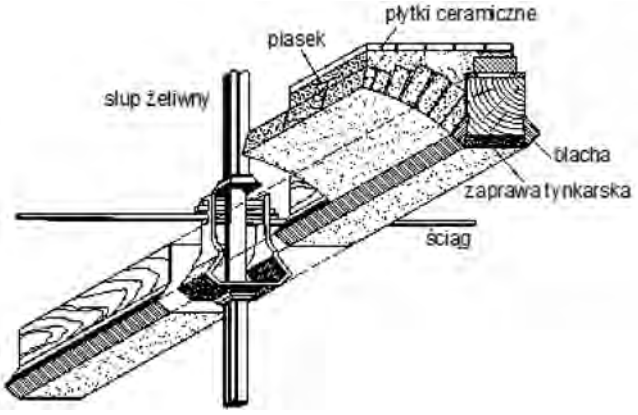


Rys. 1. Biała Fabryka Ludwika Geyera przy ul. Piotrkowskiej 282: a) widok od strony południowej, b) widok od strony podwórka po rewitalizacji – kotłownia z pierwszym łódzkim kominem przemysłowym

Rys. 2. Drewniane stropy Białej Fabryki Ludwika Geyera przy ul. Piotrkowskiej 282

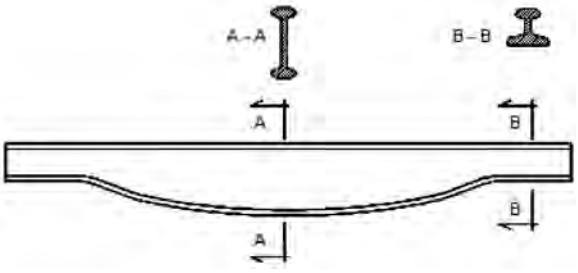
3. W POSZUKIWANIU KONSTRUKCJI NIEPALNYCH

Niszczycielskie działanie pożarów, jak również naciski firm asekuracyjnych spowodowały poszukiwanie nowych rozwiązań konstrukcyjnych, odpornych na pożar. Jednym z takich pomysłów było wprowadzenie stropów z ceramicznymi łukami. William Strutt – angielski przemysłowiec i jednocześnie inżynier, planując budowę nowych obiektów przemysłowych podjął próbę zaprojektowania pierwszej konstrukcji odpornej na warunki pożarowe, której szkic pokazano na rys. 3. Stropy tej konstrukcji wykonane były w postaci ceglanych łuków wspierających się na drewnianych belkach, które opierały się na żeliwnych słupach o przekroju w kształcie krzyża. Belki zabezpieczone były od spodu blachą i zaprawą tynkarską. Od góry zabezpieczenie ogniowe stanowił piasek i podłoga z ceramicznych płytek.



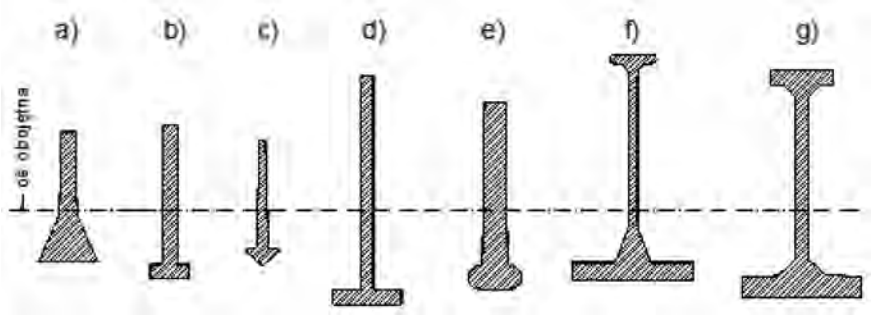
Rys. 3. Konstrukcja stropu zastosowana w budynku magazynowym w Milford w Anglii przez Williama Strutta w 1792–93r. (rysunek sporządzony na podstawie pracy [2])

Dalszym krokiem w dążeniu do stworzenia konstrukcji odpornych na ogień było całkowite wyeliminowanie drewna. W miejsce belek drewnianych pojawiają się belki żeliwne. W 1789 roku angielski inżynier William Jessop opatentował kształt żeliwnej belki w formie brzucha ryby („fish-belly"), który nawiązywał do wykresów momentów zginających w belce swobodnie opartej (patrz rys. 4). Dociekania jego wynikały raczej z praktycznych doświadczeń niż naukowych rozważań.



Rys. 4. Żeliwna belka w kształcie rybiego brzucha opatentowana przez angielskiego inżyniera Williama Jessopa w 1789r. (rysunek sporządzony na podstawie pracy [2])

Inaczej do problemu podszedł Eaton Hodgkinson, angielski matematyk, którego celem było stworzenie modelu belki zginanej poddanej poprzecznemu obciążeniu. Zakładał on, że za pomocą tego modelu można byłoby przewidywać wielkości ugięć i obciążeń granicznych dla dowolnego kształtu przekroju poprzecznego belki. Model ten powinien uwzględniać wyłącznie fizyczne właściwości materiału (sztywność – moduł Younga i wytrzymałość), wielkość obciążeń i wymiary belki. Ambicją jego było wyeliminowanie jakichkolwiek empirycznych parametrów. W pracach swych Hodgkinson wykorzystał osiągnięcia swych wielkich poprzedników, do których należy zaliczyć: Galileusza, Hooke'a, Mariotte'a, Eulera, Coulomba, Younga i Naviera. Największym osiągnięciem Hodgkinsona było odkrycie, że miejsce zerowania się naprężeń w przekroju zginanym (oś obojętna) pokrywa się ze środkiem ciężkości tego przekroju. W ten sposób mógł uzasadnić najbardziej ekonomiczne rozmieszczenie materiału, jakim był przekrój w kształcie odwróconego „T". Dla racjonalnej belki żeliwnej, pola przekrojów części rozciąganej i ściskanej powinny być odwrotnie proporcjonalne do wytrzymałości żeliwa na rozciąganie i ściskanie, których stosunek szacowano wówczas na około 1:6. Na rysunku 5 pokazano przekroje belek żeliwnych zastosowane w Anglii w latach 1796 ÷ 1834 i w Królestwie Polskim w Przędzalni Poznańskiego w Łodzi, w 1880 roku.



Rys. 5. Przekroje belek żeliwnych stosowanych w wielokondygnacyjnych fabrykach w Anglii w latach 1796÷1834: a) Castle Foregate 1796 – Charls Bage, b) Salford 1800 – Boulton & Watt, c) Belper North Mill 1803 – William Strutt, d) Armlley Mill 1823, e) Carll Mills 1824, f) Orrell's Mill 1834 – William Fairbairn, (według [2]) oraz g) Przędzalnia Poznańskiego w Łodzi 1880

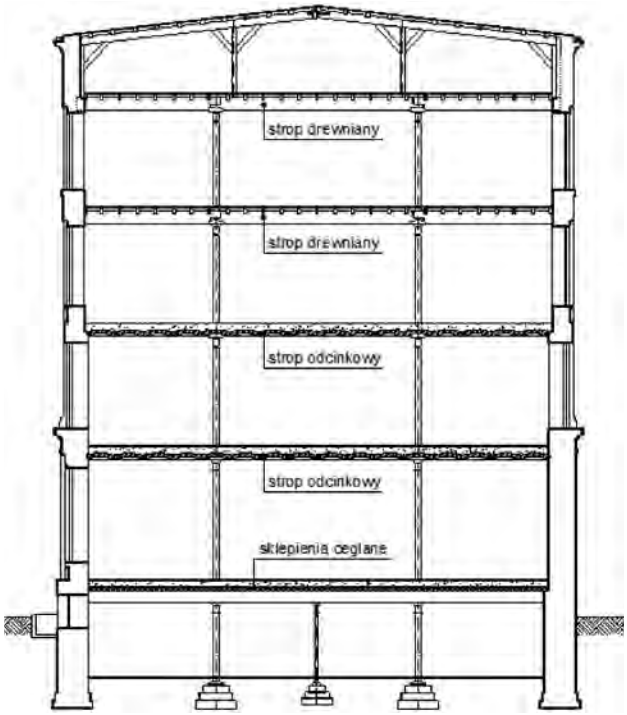
Rys. 6. Szkielet żeliwno-stalowy w budynku byłej przędzalni Poznańskiego: a) w trakcie robót adaptacyjnych, b) po zakończeniu robót – strop nad parterem w pomieszczeniach restauracyjnych hotelu Andel's

W Łodzi obiektem, w którym wykorzystano żeliwo w belkach zginanych, jest budynek dawnej przędzalni Poznańskiego przy ul. Ogrodowej, wzniesiony w latach 1878÷1880. Ten murowany obiekt o pięciu kondygnacjach nadziemnych, częściowo podpiwniczony, został wyposażony w stropy odcinkowe wsparte na żeliwnych dźwigarach. Główne elementy konstrukcyjne stropów, jakimi są żeliwne dźwigary, opierają się na żeliwnych słupach i murowanych ścianach zewnętrznych. Rozpiętość dźwigarów w kierunku poprzecznym budynku wynosi 6,0 m, a ich rozstaw wzdłuż osi podłużnej – 3,27 m. Pomiędzy żeliwnymi dźwigarami rozpięte są stalowe żebra o przekroju szyny kolejowej (prawdopodobnie były to szyny z odzysku). Rozstaw żeber wynosi około 0,86 m. Budynek znajduje się obecnie w kompleksie łódzkiej Manufaktury i od połowy 2009r. pełni funkcje hotelowe (Hotel Andel's). Na rysunku 6 pokazano szkielet budynku w trakcie prowadzenia robót i po ich zakończeniu.

Przędzalnia Poznańskiego była wyjątkowym obiektem przemysłowym na obszarze Guberni Piotrkowskiej zaboru rosyjskiego. Żeliwo było stosunkowo drogim materiałem i stosowanie jego zwykle ograniczało się do słupów i detali architektonicznych. Przykładem typowego obiektu przemysłowego z końca XIX wieku może być dawna Fabryka Spółki Akcyjnej Wyrobów Bawełnianych i Wełnianych Markusa Silbersteina w Łodzi przy ul. Piotrkowskiej 250 wzniesiona według projektu Adolfa Zeligsona (patrz rys. 7 i 8).

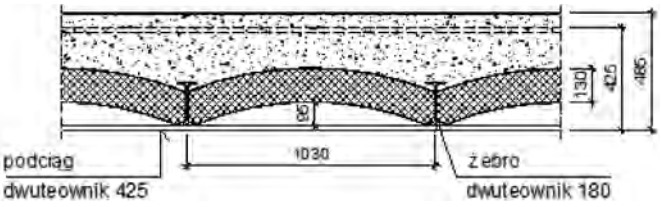
Rys. 7. Budynek dawnej Fabryki Spółki Akcyjnej Wyrobów Bawełnianych i Wełnianych Markusa Silbersteina w Łodzi przy ul. Piotrkowskiej 250 wzniesionej w latach 1894÷1896

Konstrukcję tego obiektu stanowią murowane ściany o grubościach: 1,11 m w piwnicy, 0,97 m na parterze, 0,83 m na piętrze pierwszym, 0,69 m na piętrach 2 i 3 i 0,55 m na poddaszu. Zastosowano trzy rodzaje stropów: nad piwnicą sklepienia ceglane wparte na stalowych belkach w układzie poprzecznym o rozpiętości łuku 3,45 m (patrz rys. 9), nad parterem i pierwszym piętrem stropy odcinkowe (patrz rys. 10) oraz nad 2 i 3 piętrem stropy drewniane (patrz rys. 11). Poprzeczne stalowe i drewniane podciągi oparte są na żeliwnych słupach. Na rysunku 12 i 13 pokazano przykłady oparcia drewnianych belek na żeliwnych słupach. Stosowano kilka rozwiązań zapewniających przekazywanie sił ze słupów wyższej kondygnacji na słupy niższej kondygnacji poprzez węzły żeliwne.

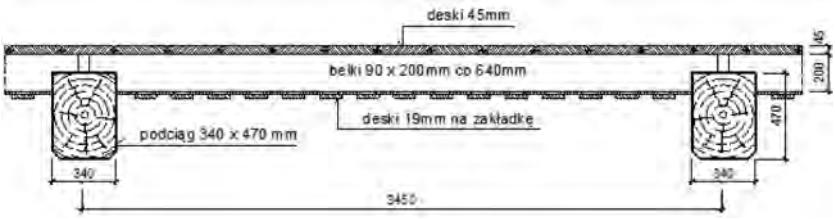


Rys. 8. Przekrój przez budynek dawnej Fabryki Markusa Silbersteina

Rys. 9. Sklepienie na piwnicą dawnej Fabryki Markusa Silbersteina



Rys. 10. Stropy odcinkowe parteru i I piętra dawnej Fabryki Markusa Silbersteina



Rys. 11. Stropy drewniane I i II piętra dawnej Fabryki Markusa Silbersteina

Rys. 12. Oparcie drewnianych belek na żeliwnych słupach: a) widok oparcia z zewnątrz, b) szczegół wyprofilowania końcówki belki umożliwiającej zachowania ciągłości żeliwnego słupa

Rys. 13. Oparcie drewnianych belek na żeliwnych słupach w byłej fabryce Barcińskiego w Łodzi przy ul. Tylnej

Podobne rozwiązania węzłów słup-belka stosowano dla podciągów żeliwnych i stalowych, których przykłady pokazano na rys. 14 i 15.

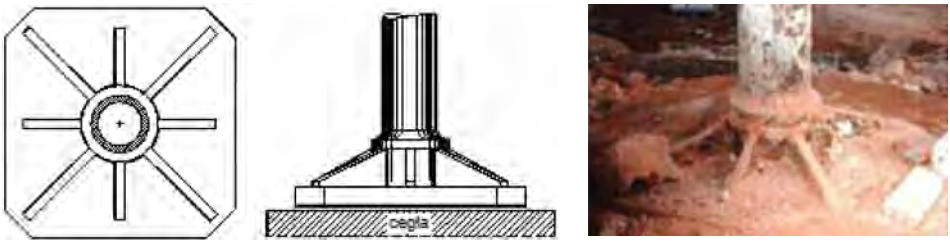
Rys. 14. Węzeł żeliwny słup-podciąg w byłej fabryce Poznańskiego w Łodzi – obecnie Manufaktura

Rys. 15. Fragmenty szkieletu stalowo-żeliwnego w jednym z budynków kompleksu mieszkalnego „U Scheiblera" w Łodzi na Księżym Młynie

Poprzeczne belki zarówno drewniane, jak również stalowe są kotwione w murowanych ścianach zewnętrznych za pomocą stalowych śrub i żeliwnych bloków kotwiących (patrz rys. 16). Te charakterystyczne elementy były stosowane w większości fabryk o układzie konstrukcyjnym jak na rys. 8.

Rys. 16. Żeliwny element kotwiący podciągi stropów – Hotel Andel's w Łodzi

Słupy żeliwne opierano na ceglanych lub kamiennych stopach fundamentowych poprzez żeliwne bazy, których przykład pokazano na rys. 17.



Rys. 17. Żeliwna baza przekazująca obciążenie ze słupów na ceglane stopy fundamentowe – Hotel Andel's w Łodzi

4. ŻELIWO JAKO MATERIAŁ KONSTRUKCYJNY

Żeliwo szare jest to stop odlewniczy żelaza z węglem, w którym węgiel niezwiązany występuje jako grafit, głównie w postaci płatków. Należy mieć na uwadze, że właściwości żeliwa były bardzo zróżnicowane na przełomie XIX i XX wieku i nie były regulowane żadnymi przepisami normowymi. Istniejąca współczesna norma PN-EN 1561 [3] dotyczy tylko problematyki odlewniczej i może jedynie być pomocna w ustalaniu sposobów badania własności mechanicznych żeliwa. Ważną pozycją literaturową odnośnie historycznego żeliwa jest ostatnio wydana monografia K. Czaplińskiego [4], w której autor podaje wiele cennych informacji zaczerpniętych z różnych dokumentów budowlanych z końca XIX i pierwszej połowy XX wieku (patrz tabela 1).

Tabela 1. Wartości naprężeń dopuszczalnych dla żeliwa σ_{dop} [MPa] w konstrukcjach budowlanych

Rodzaj naprężenia	1871 (1)	1879 (2)	1904 (3)	1920 (4)	1921 (5)	1925 (6)	1934 (7)	1937 (8)
ściskanie	50	90	80	50	80	60	90	90
rozciąganie	25	30	–	25	–	25	–	30
zginanie	–	43 ÷ 62	–	30	30	–	–	–
rozciąganie przy zginaniu	25	–	30	–	–	30	45	30
ścinanie	20	30	–	25	–	25	–	–

(1) Bauordnung der Stadt Berlin von 1871,
(2) Bach C.: Elastigkeit, 1889,
(3) Aufestellung des Osterreichische Normenausschusses für Strassenbrücken, von August 1921,
(4) Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z 4 marca 1920r.,
(5) Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych Republiki Czechosłowackiej z kwietnia 1921r.,
(6) Bauordnung Für Volkswohlfahrt. Zentralbatt der Bauverwaltung 1925,
(7) DIN 1051, 1934,
(8) DIN 1051, 1937.

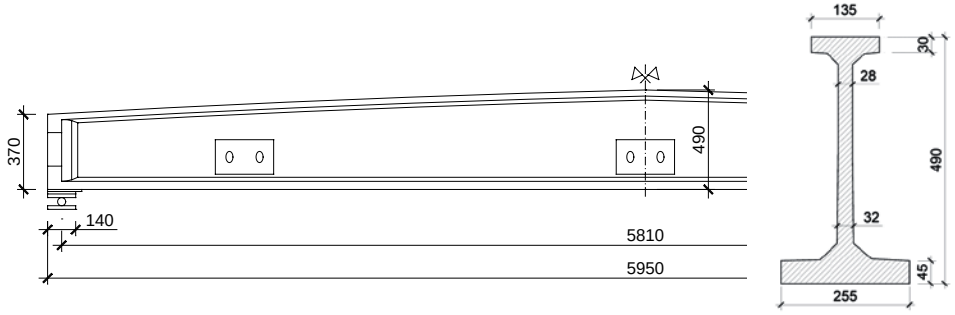
Obszerne badania żeliwa przeprowadził Ludwig von Tetmajer w drugiej połowie XIX wieku i podał następujący skład chemiczny, dla ówcześnie stosowanych żeliw [5]:

- węgiel (C) – 3,171 ÷ 3,264%;
- krzem (Si) – 0,926 ÷ 1,136%;
- fosfor (P) – 0,164 ÷ 0,258%;
- mangan (Mn) – 1,122 ÷ 1,655%;
- siarka (S) – 0,050 ÷ 0,070%.

Tetmajer podał również cechy wytrzymałościowe żeliwa:

- wytrzymałość na rozciąganie osiowe – R_m = 125 MPa,
- moduł sprężystości podłużnej – E = 100 GPa,
- moduł sprężystości poprzecznej – G = 38 GPa,
- współczynnik rozszerzalności termicznej – e_t = 0,00001/°C.

Przystępując do prac renowacyjnych starych obiektów, najlepiej mieć do dyspozycji wyniki badań materiałów konstrukcji przewidzianych do wykorzystania w dalszej eksploatacji. W przypadku adaptacji byłej przędzalni Poznańskiego na hotel Andel's, taka możliwość zaistniała. W laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej przeprowadzono badania niszczące dwóch dźwigarów żeliwnych o wymiarach pokazanych na rys. 18.



Rys. 18. Dźwigar żeliwny byłej przędzalni Poznańskiego w Łodzi – podstawowe wymiary

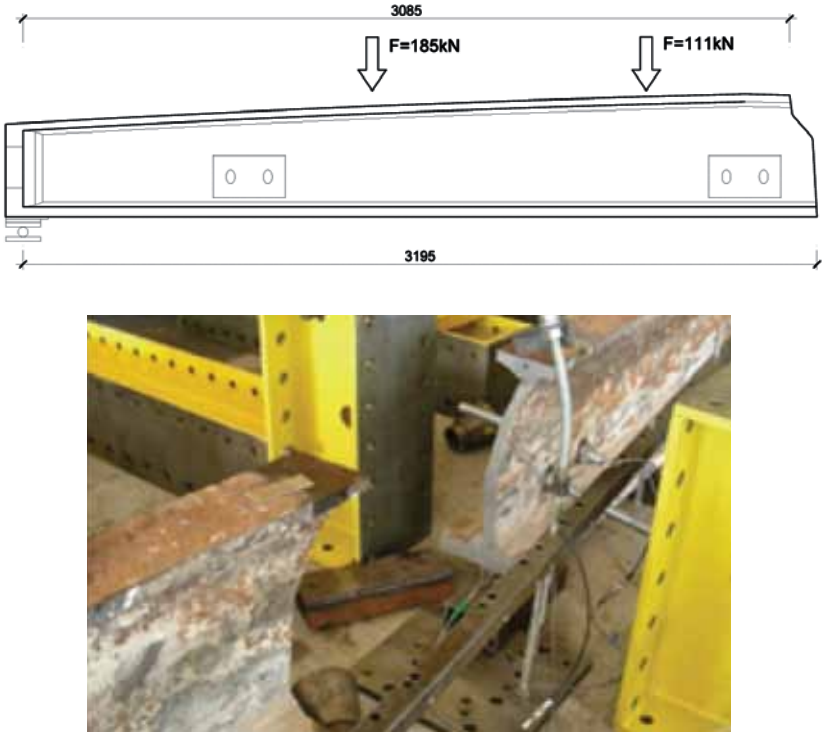
Do badań przyjęto schemat statyczny belki jednoprzęsłowej, swobodnie podpartej na dwóch podporach rolkowych, z zablokowanym przesuwem na jednej z podpór. Jako obciążenie przyjęto cztery siły skupione. Rozmieszczenie sił na długości belki i ich wartości przyjęto przy założeniu, że wykres momentów zginających będzie odpowiadał wykresowi momentów od obciążenia równomiernie rozłożonego. Oś rolkowych podpór usytuowano 70mm od czoła dźwigara, zatem rozpiętość belki była równa 5,81m. Schemat statyczny i obciążenie pokazano na rys. 19.

Rys. 19. Schemat statyczny i obciążenie

Badania przeprowadzono na stanowisku badawczym pokazanym na zdjęciu – rys. 20. Starano się możliwie wiernie odtworzyć pracę dźwigara w rzeczywistej konstrukcji. Wprowadzono zatem boczną blokadę w miejscu usytuowania ściągów (trzy przekroje) w postaci krótkich (około 0,30m) śrub o średnicy 30mm. Podczas badań prowadzono pomiary przemieszczeń oraz pomiary odkształceń w skrajnych włóknach charakterystycznych przekrojów pasa górnego i dolnego. Obciążenie było realizowane ze stałym przyrostem siły, z prędkością 1kN/8s, przy czym dla kontroli zachowania się dźwigara stosowano krótkie przerwy w obciążaniu przy siłach 30, 60, 90, 120, 150 i 180kN.

Rys. 20. Stanowisko badawcze w Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej

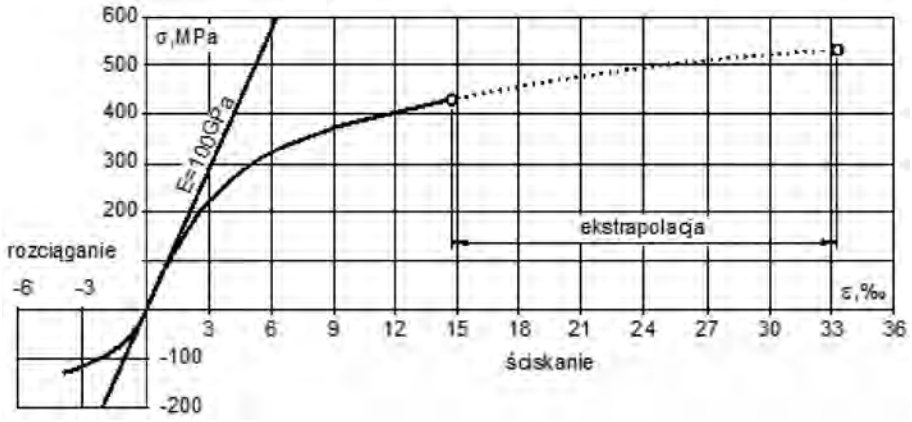
Dźwigary zniszczyły się przy siłach F = 192kN i 185kN. Dla tych sił niszczących maksymalne momenty w środku rozpiętości wynoszą odpowiednio 564,5kNm i 544kNm, a odpowiednie obciążenie niszczące równomiernie rozłożone 134kN/m i 129kN/m, przy czym jest to obciążenie ponad ciężar własny dźwigara. Obraz zniszczenia jednego z badanych dźwigarów pokazano na rys. 21.



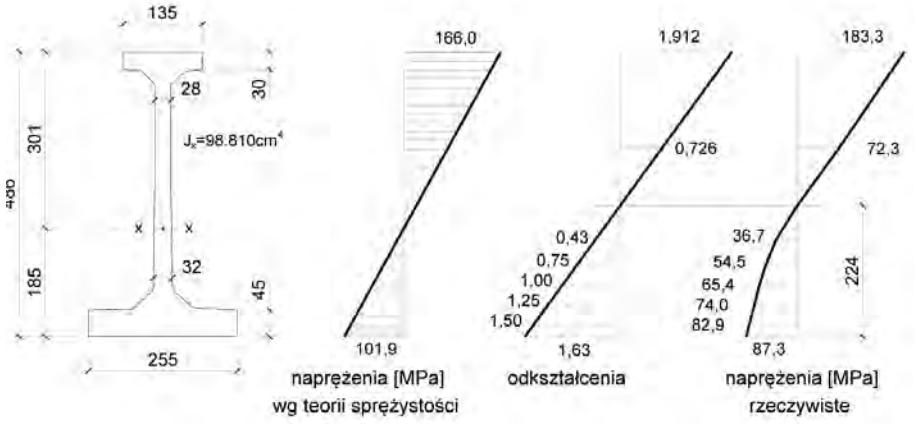
Rys. 21. Obraz zniszczenia jednego z dźwigarów

Siły niszczące uzyskane z badań obu dźwigarów nie różniły się znacząco (F = 192kN i 185kN) choć przekroje zniszczenia usytuowane były w różnej odległości od osi podpory. Ta sytuacja jest konsekwencją celowego zaprojektowania i wykonania dźwigarów o zmiennej wysokości przekroju (krzywoliniowy pas górny przekroju dwuteowego). Kształt dźwigarów był tak dobrany, że odkształcenia pasów górnego i dolnego były jednakowe na znacznym odcinku środkowej części elementu. Zniszczenie nastąpiło w sposób gwałtowny i nie było sygnalizowane znaczącym przyrostem ugięć. Obciążenie niszczące (równomiernie rozłożone, bez uwzględnienia ciężaru własnego) można oszacować na około 130kN/m. Przy rozstawie dźwigarów równym 3,27m jest to obciążenie równe około 40kN/m^2.

Oprócz badań samych dźwigarów, przeprowadzono również podstawowe badania materiału na rozciąganie i ściskanie. Średnia wytrzymałość na rozciąganie z 6 próbek wyniosła 128 MPa przy współczynniku zmienności $\nu = 4{,}7$ %, a wytrzymałość na ściskanie – 526 MPa przy znacznie mniejszym współczynniku zmienności $\nu = 2{,}1$ %. Stosunek wytrzymałości na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie wynosił 1:4, a gęstość badanego materiału wynosiła około 7,10 g/cm^3. Zależność odkształcenie naprężenie dla badanego żeliwa pokazano na rys. 22. Elementem zaskakującym w trakcie badania okazała się znaczna jego odkształcalność. Zakres pomiarowy tensometrów skończył się przy skróceniu wynoszącym około 15 ‰. Pokazany na rys. 22 odcinek zaznaczony linią przerywaną jest ekstrapolacją od ostatniego pomiaru odkształceń do wartości naprężeń niszczących próbkę. Graniczne skrócenie próbki można było w ten sposób oszacować na ponad 30 ‰.



Rys. 22. Zależność odkształcenie – naprężenie dla żeliwa dźwigarów z przędzalni Poznańskiego w Łodzi

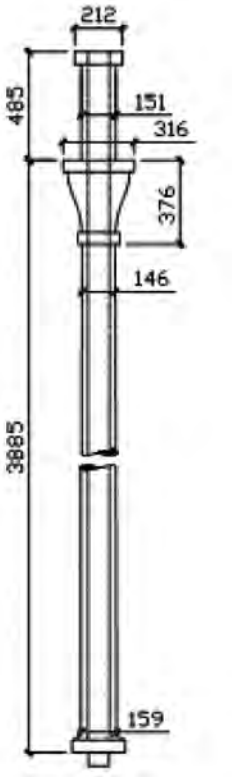


Rys. 23. Wyniki analiz odkształceń i naprężeń w przekroju zniszczenia dźwigara żeliwnego

Na rysunku 23 pokazano odkształcenia i naprężenia w przekroju w miejscu zniszczenia dźwigara. Na krawędzi rozciąganej odnotowano w stanie granicznym zniszczenia odkształcenia 1,63 ‰, a na krawędzi ściskanej 1,91 ‰. Przyjmując hipotezę płaskich przekrojów połączono te dwa skrajne punkty. Posługując się dalej zależnością σ – ε z rys. 22 ustalono rozkład naprężeń na wysokości dźwigara. Część środkowa przekroju zachowuje zakres pracy liniowej, a skrajne włókna belki znajdują się już w zakresie nieliniowej zależności σ – ε. Miejsce zerowania się odkształceń położone jest wyżej od środka ciężkości przekroju. Ważną informacją wynikającą z badań tej belki jest fakt, że nie osiągnięto wytrzymałości materiału na rozciąganie (87,3 < 128 MPa). Osiągnięte naprężenia wynoszą tylko około 68 % wytrzymałości uzyskanej w próbie rozciągania. Można to tłumaczyć niejednorodnością materiałową żeliwa, gdyż na powierzchni dźwigarów można było zauważyć liczne imperfekcje wynikające z niedoskonałości procesu technologicznego przy odlewaniu elementów (patrz rys. 24).

Rys. 24. Niedoskonałości odlewnicze elementów żeliwnych

W łódzkich fabrykach znacznie częściej wykorzystywano żeliwo do wykonywania słupów niż elementów zginanych. Jak niedoskonałe mogą być kształty słupów żeliwnych, pokazuje jego przekrój poprzeczny na rys. 25. Zewnętrzna średnica przekroju waha się od 148,3 do 150,3 mm, a wewnętrzna od 90,5 do 93,5 mm. Ścianki słupów charakteryzują się znaczną zmiennością grubości. Na rysunku 25 pokazano przekrój słupa, w którym grubość zawiera się w przedziale 23,5 ÷ 33 mm.



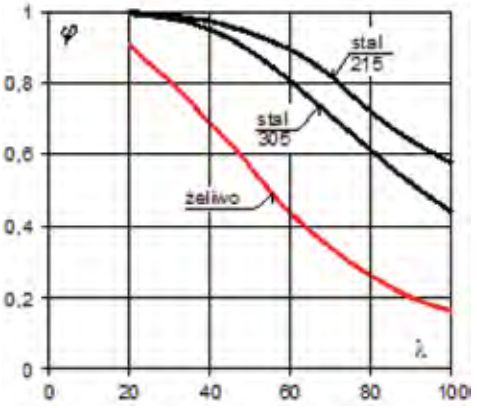
Rys. 25. Słupy żeliwne jednej z kondygnacji w budynku byłej przędzalni Poznańskiego

Oceniając nośność słupów żeliwnych trzeba brać te fakty pod uwagę i dokonywać pomiarów w wielu punktach. Autorzy przygotowujący dokumentację projektową Hotelu Andel's wykonywali pomiary w kilkudziesięciu miejscach. Należy również uwzględniać fakt zbieżności słupów od dołu do góry. W przypadku słupów w łódzkich obiektach fabrycznych Poznańskiego i Scheiblera, zbieżność ta wynosiła około 2,5%.

Do oceny nośności żeliwnego słupa niezbędna jest znajomość współczynnika niestateczności ogólnej (φ), który znacznie różni się od tych jakie są przyjmowane dla elementów stalowych (patrz rys. 26). Współczynnik niestateczności ogólnej jest tutaj definiowany zgodnie z PN-90/B-03200. Wykres współczynnika φ dla żeliwa sporządzono na podstawie danych zawartych w tablicach [6]. Wykresy dla stali zostały sporządzone na podstawie PN-90/B-03200 dla uogólnionego parametru imperfekcji $n = 2$, któremu odpowiada normowa krzywa „a".

$$\varphi = \frac{N_c}{N_{Rc}}$$

gdzie:
Nc – nośność obliczeniowa elementu,
N_{Rc} – nośność obliczeniowa przekroju.



Rys. 26. Wykresy współczynnika niestateczności ogólnej φ w funkcji smukłości elementu λ

Brak współczesnych norm regulujących zasady wymiarowania żeliwnych konstrukcji budowlanych stanowi istotny problem w pracach ekspertyzowych i projektowych. W tej sytuacji większość ekspertów zmuszona jest do posługiwania się zasadami funkcjonującymi w pierwszej połowie XX wieku.

Z literatury [5], [7] wynika, że w latach 1900 ÷ 1937 dla żeliwa szarego dopuszczano naprężenia ściskające rzędu 50 ÷ 90 MPa, a dla naprężeń rozciągających 25 ÷ 30 MPa (patrz tablica 1). Po roku 1900 w praktyce inżynierskiej znalazły zastosowanie wzory podane przez Tetmajera [5]:

$$\sigma_k = \frac{1}{s}\left(776 - 12\ \lambda + 0{,}053\ \lambda^2\right) \quad \text{[MPa]}, \quad \text{dla} \quad \lambda \le 80 \tag{1a}$$

$$\sigma_k = \frac{1}{s} \cdot \frac{987000}{\lambda^2} \quad \text{[MPa]}, \quad \text{dla} \quad \lambda > 80 \tag{1b}$$

gdzie: σ_k – dopuszczalne naprężenie ściskające z uwzględnieniem wyboczenia,
s = 10, współczynnik bezpieczeństwa (po roku 1905 – s = 8).

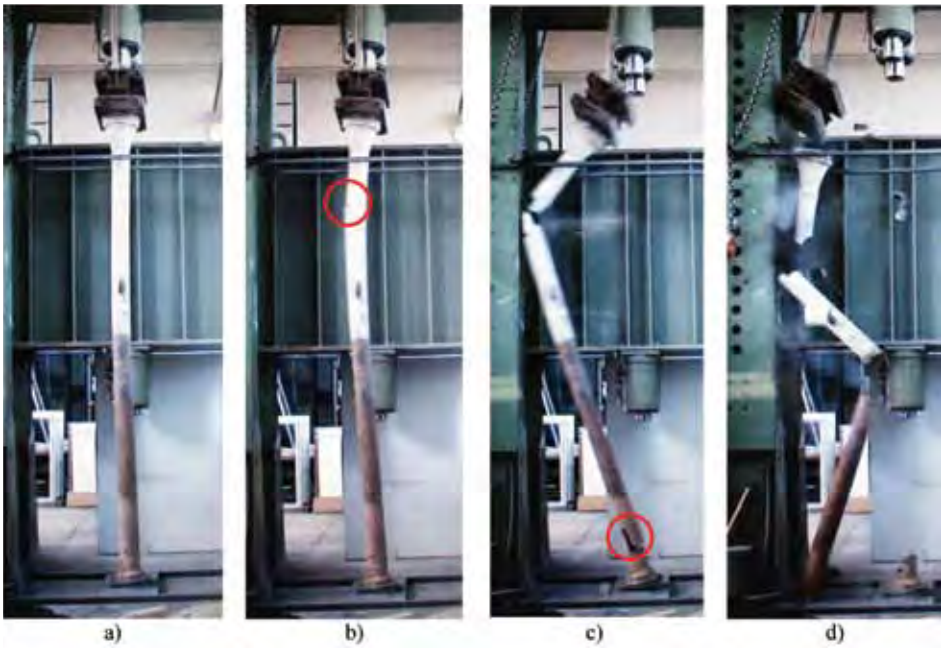
Według normy DIN 1051 z roku 1937 [7] wzory na dopuszczalne naprężenia krytyczne przybierają postać:

$$\sigma_k = \left(90 - 0{,}01005\,\lambda^2\right) \quad \text{[MPa]}, \quad \text{dla} \quad \lambda \le 80 \tag{2a}$$

$$\sigma_k = \frac{164500}{\lambda^2} \quad \text{[MPa]}, \quad \text{dla} \quad \lambda > 80 \tag{2b}$$

co oznacza, że norma DIN 1051 zmniejszyła współczynnik bezpieczeństwa do wartości s = 6, wobec 8 lub 10 zaproponowanych przez Tetmajera.

Podobnie, jak w przypadku dźwigarów żeliwnych, projektanci hotelu Andel's zlecili badania słupów żeliwnych. Badania te zostały wykonane w laboratorium w Wiedniu [9]. Wyniki tych niszczących badań czterech słupów wykazały, że nośności eksperymentalne są od 12,7 do 15,0 krotnie większe od nośności krytycznych uzyskanych na podstawie procedury DIN 1051. Współczynnik bezpieczeństwa przewidywany w tej normie na poziomie 6 okazał się w rzeczywistości ponad dwukrotnie większy. Na rysunku 27 pokazano fazy niszczenia żeliwnego słupa poddanego próbie niszczącej w laboratorium w Wiedniu [9].



Rys. 27. Badania niszczące słupa żeliwnego [9]

Fotografia na rys. 27a pokazuje wybaczający się słup na ułamek sekundy przed rozpoczynającym się mechanizmem niszczenia. Zaznaczone czerwonymi okręgami miejsca na rys. 27 wskazują przekroje krytyczne, w których zostało zainicjowane niszczenie słupa. Pierwsze

pęknięcie materiału nastąpiło mniej więcej w ¾ wysokości słupa (patrz rys. 27b) a nie w połowie wysokości, gdzie przemieszczenie przekroju było największe w stosunku do osi początkowej słupa. Drugie miejsce krytyczne pokazano na rys. 27c, które znajdowało się tuż nad dolnym przegubem słupa. W obu tych miejscach struktura materiału zawierała niedoskonałości odlewnicze w postaci pęcherzy powietrza. Wszystkie fazy niszczenia słupa pokazane na rys. 27 zawierają się w przedziale czasowym wynoszącym około 0,1 sekundy.

5. ŻELIWO WYMAGAJĄCYM MATERIAŁEM KONSTRUKCYJNYM

Realizację adaptacji fabryki Poznańskiego na hotel Andel's można uznać, za wzorową, ponieważ została przeprowadzona „przy maksymalnym poszanowaniu kompozycji i formy architektonicznej oraz struktury budowlanej". Inwestor zadbał o właściwe rozeznanie stanu technicznego elementów konstrukcji, a w przypadkach wątpliwych, zlecił eksperymentalne badania niszczące. Nie wszystkie jednak inwestycje rewitalizacyjne są prowadzone z poszanowaniem powyższych zasad z udziałem doświadczonych projektantów i wykonawców. Zdarzają się czasami kłopoty w trakcie realizacji takich inwestycji. Przykładem takiej sytuacji może być rewitalizacja obiektów poprzemysłowych przy ul. Tylnej w Łodzi.

Rys. 28. Kompleks fabryczny przy ul. Tylnej w Łodzi na przełomie XIX i XX wieku

Główny budynek kompleksu pokazanego na rys. 28 był modernizowany w ostatnich latach na cele mieszkalne. W budynku tym stropy były drewniane wsparte na zewnętrznych ścianach murowanych i żeliwnych słupach wewnątrz (patrz rys. 29). Projekt adaptacji przewidywał wymianę stropów na żelbetowe z zachowaniem oryginalnej geometrii i żeliwnych słupów. Wprowadzenie żelbetowych stropów spowodowało znaczne zwiększenie obciążenia stałego słupów. Dodatkowo wzrost stałego obciążenia powodowały również ściany dzielące poszczególne lokale mieszkalne. Biorąc jednak pod uwagę zmniejszenie obciążenia użytkowego po rewitalizacji, wielkość obciążenia sumarycznego pozostała mniej więcej na takim samym poziomie, jak w pierwotnym obiekcie przemysłowym.

Rys. 29. Szkieletowa konstrukcja budynku pofabrycznego przy ul. Tylnej 6 w Łodzi przed rewitalizacją

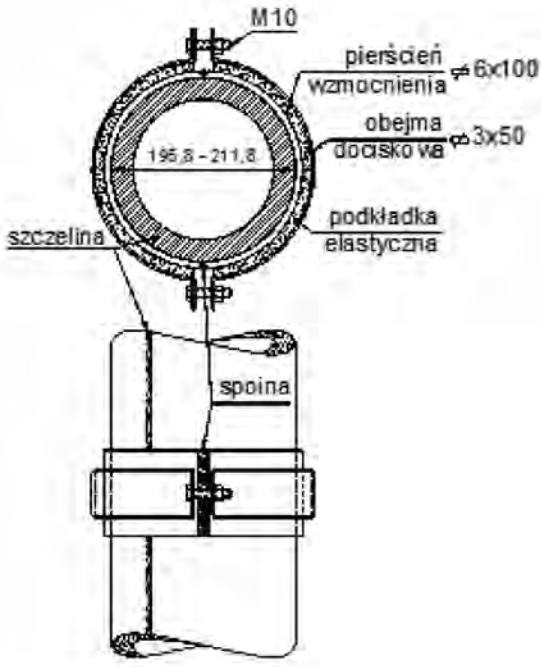
W okresie zimowym, przy temperaturach rzędu -20°C, jakie odnotowano w 2013r., w części słupów na parterze powstały pionowe pęknięcia (patrz rys. 30). Szerokość tych pęknięć, w niektórych przypadkach, osiągnęła kilka milimetrów (patrz rys. 31).

Rys. 30. Jeden ze słupów na parterze w rewitalizowanym budynku pofabrycznym: a) widok ogólny słupa, b) widok pęknięcia, c) pęknięcie w zbliżeniu

Rys. 31. Pęknięcie o bardzo dużym rozwarciu

Jak się okazało, przyczyną pęknięć była uwięziona zamarznięta mieszanina wody, oleju i zaczynu cementowego znajdującego się w słupach. Olej był pozostałością z okresu funkcjonowania obiektu jako przędzalni. Woda dostała się do słupów prawdopodobnie w trakcie prowadzanie robót rozbiórkowych drewnianych stropów i robót betoniarskich. Szczelny żeliwny płaszcz słupów uniemożliwił odparowanie wody w okresie dodatnich temperatur.

Wykonawca robót modernizacyjnych starał się rozwiązać problem na własną rękę spawając powstałe pęknięcia. Okazało się jednak, że nieusunięta przyczyna owych pęknięć, spowodowała nowe pęknięcia w sąsiedztwie wykonanych spoin. Zaproszony wtedy do współpracy ekspert zaproponował rozwiązanie pokazane na rys. 32. Polegało ono na wykonaniu stalowych pierścieni w miejscach występowania pęknięć. Pierścienie składały się z dwóch połówek łączonych za pomocą spoiny typu „v". Aby pierścienie dobrze przylegały do słupów w trakcie wykonywania spoin, zastosowano specjalne obejmy dociskowe z elastyczną podkładką. Obejmy były demontowane po zakończeniu spawania. Liczbę pierścieni dobierano indywidualnie dla każdego uszkodzonego słupa w zależności od długości szczeliny.



Rys. 32. Zabezpieczenie żeliwnych słupów według dr inż. J. Kozickiego

Podobny problem z pękającymi słupami żeliwnymi miał miejsce we Wrocławiu. Podpory zabytkowego wiaduktu kolejowego z tzw. kolumnami Hartunga usiłowano wzmocnić poprzez wypełnienie ich betonem [10]. Na skutek działania niskich temperatur podczas fazy twardnienia mieszanki betonowej doszło do rozsadzenia wszystkich słupów (patrz rys. 33). W tym przypadku wykonawca robót postanowił wszystkie słupy wymienić na stalowe. Przykład łódzki jak i wrocławski świadczą o konieczności starannego przeanalizowania wszystkich aspektów technologicznych robót budowlanych w obiektach z żeliwnymi słupami.

a) b) c)

Rys. 33. Przypadek wrocławski słupów żeliwnych: a) kolumny Hartunga – wiadukt w ciągu ul. Zaporowskiej, b) pęknięta kolumna, c) efekt nieudanych wzmocnień

Literatura:

[1] Tajchman J.: *Metoda konserwacji i restauracji dziedzictwa architektonicznego w zakresie zabytkowych budowli*. (manuskrypt) Toruń – 2009, ss. 67;

[2] Addis B.: Building: 3000 Years of Design Engineering and Construction. Phaidon Press Limited – 2007, ss. 640;

[3] PN-EN 1561: 2000. Odlewnictwo. Żeliwo szare;

[4] Czapliński K.: *Dawne wyroby ze stopów żelaza*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2009, ss. 100;

[5] Tetmajer L.: *Die Angewandte Elastizitäts- und Festigkeitslehre*. Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1905;

[6] Niezgodziński M.E., Niezgodziński T.: Wzory, wykresy i tablice wytrzymałościowe. Wydanie IV, PWN, Warszawa 1984;

[7] Österreich-ungarischer Bauratgeber-Bauindustrielles Handbuch, 2 Auflage; Verlag von Moritz Perles, Wien 1914;

[8] DIN 1051. Berechnungsgrundlagen für Gusseisen im Hochbau, 1937;

[9] Untersuchungsbericht über Gusssäulen MA39 – VFA 2007-1038.01. Magistrat der Stadt Wien Magistratsabteilung 39 Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle der Stadt Wien VFA – Labors für Bautechnik, August 2007;

[10] Czapliński K., Gawron K.: *O żeliwnych elementach konstrukcyjnych i dekoracyjnych*. Przegląd Budowlany 4, 2011, s. 56-59.

REVITALISATION INDUSTRIAL BUILDINGS WITH CAST-IRON STRUCTURAL ELEMENTS

Ryszard JAWOR[1]
Bronisław CIEŚLA[2]
Maciej KORNELUK[3]

ROLA BADAŃ NIENISZCZĄCYCH W ZAPEWNIENIU WYSOKIEJ JAKOŚCI WYROBÓW ZE STOPÓW ŻELAZA

STRESZCZENIE

Celem referatu jest zapoznanie z głównymi metodami badań nieniszczących i ich podziałem ze względu na wykorzystywane zjawiska fizyczne. W referacie przedstawiono również podział nieciągłości materiałowych wykrywanych poszczególnymi metodami nieniszczącymi. Referat przybliża cel i zadania metod nieniszczących stosowanych w fazie wytwarzania oraz w diagnostyce eksploatacyjnej wyrobów i obiektów przemysłowych oraz ich techniczne i ekonomiczne uzasadnienie. Referat zawiera również przykłady wykrytych niezgodności fabrykacyjnych i eksploatacyjnych wyrobów, przeznaczonych do eksploatacji lub już pracujących, w obiektach budowlanych i innych urządzeniach technicznych w oparciu o badania przeprowadzone z udziałem autorów.

SŁOWA KLUCZOWE: badania nieniszczące, NDT, kontrola jakości, stal, konstrukcje budowlane

1. WSTĘP

Rozwój przemysłu oraz masowej produkcji materiałów i elementów przeznaczonych do pracy w odpowiedzialnych urządzeniach i obiektach silnie obciążonych dynamicznie lub statycznie,

[1] mgr inż. Ryszard Jawor, ryszard.jawor@rbm-ndt.pl, RBM-NDT Sp. z o.o., Chorzów
[1] mgr inż. Bronisław Cieśla, bronisław.ciesla@rbm-ndt.pl, RBM-NDT Sp. z o.o., Chorzów
[1] mgr inż. Maciej Korneluk, maciej.korneluk@rbm-ndt.pl, RBM-NDT Sp. z o.o., Chorzów

wymusił konieczność kontroli tych wyrobów w celu zapewnienia wysokiej bezawaryjności ich pracy. Najczęściej stosowanymi materiałami do budowy tego typu elementów są stopy żelaza takie jak: stal, staliwo i żeliwo. Jednym z najważniejszych sposobów kontroli tych wyrobów są badania nieniszczące.

Na jakość wyrobów wykonanych ze stopów żelaza wpływają następujące czynniki:

- jakość materiałów wyjściowych, np.: rudy żelaza, złomu, surówki, dodatków stopowych, itp.
- nowoczesne i wysokiej jakości obiekty i urządzenia metalurgiczne, np. wielkie piece, piece stalownicze, żeliwiaki, maszyny i urządzenia do obróbki plastycznej i cieplnej, masy formierskie, urządzenia wykańczające, itp.
- nowoczesna i dobrze opracowana technologia wytwarzania oraz dotrzymywania warunków technologicznych na kolejnych etapach procesu produkcyjnego.

W ramach technologii wytwarzania wymagane jest przeprowadzanie kontroli jakości półwyrobów i wyrobów końcowych na poszczególnych etapach produkcji. Wyróżnia się następujące rodzaje badań:

- badania składu chemicznego,
- badania właściwości mechanicznych – badania niszczące,
- badania w celu wykrycia wszelkiego rodzaju nieprawidłowości takich jak: nieciągłości materiału, niewłaściwa struktura, nieodpowiednia geometria, brak odporności na korozję. Badania te wykonuje się najczęściej metodami nieniszczącymi.

Rozwój produkcji masowej wyrobów ze stopów żelaza takich jak: wyroby hutnicze (blachy, rury, profile, pręty), odlewy staliwne i żeliwne, odkuwki itp. wysunęły potrzebę zastosowania takich metod ich kontroli, które bez niszczenia wyrobu dostarczałyby informacji o stanie ich struktury – to znaczy stwierdzenia występowania w wyrobie nieciągłości w skali makro i mikro, takich jak: wtrącenia, pęknięcia, przyklejenia, rzadzizny, zawalcowania, zakucia, struktura gruboziarnista, niedotrzymanie tolerancji geometrii, itp. Decydującą rolę w wykrywaniu ww. nieprawidłowości odgrywają badania nieniszczące. [1, 2]

2. METODY BADAŃ NIENISZCZĄCYCH

Za badania nieniszczące przyjęto uważać takie sposoby kontroli jakości, które nie niszcząc materiałów oraz nie zmieniając ich własności użytkowych i fizycznych, pozwalają wykrywać w nich wszelkiego rodzaju nieciągłości (wady) zgodnie z przyjętą dokumentacją wyrobu.

Badania nieniszczące są przeciwstawieniem badań niszczących takich jak np. próba rozciągania, zginania itp., w których badane próbki lub elementy ulegają zniszczeniu.

Norma PN–EN ISO 9712:2012 „Badania nieniszczące. Kwalifikacja i certyfikacja personelu badań nieniszczących.” wyróżnia 10 metod badań nieniszczących:

- metoda wizualna,
- metoda ultradźwiękowa,
- metoda radiograficzna,
- metoda magnetyczno-proszkowa,
- metoda prądów wirowych,
- metoda penetracyjna,
- metoda termograficzna,

- metoda badania szczelności,
- metoda emisji akustycznej,
- metoda pomiarów naprężeń.

Do badań nieniszczących zalicza się także:
- metody elektryczne np. do pomiarów głębokości pęknięć,
- metody tożsamości akustycznej i wibroakustyki.

W badaniach nieniszczących zastosowanie może znaleźć każda niemal forma energii. Zestawienie zjawisk fizycznych wykorzystywanych w badaniach nieniszczących podano w tablicy 1. Wiele metod badań nieniszczących może być uważane za rozszerzenie zmysłów człowieka. I tak rozszerzeniem zmysłu słuchu są badania ultradźwiękowe, badania radiograficzne i badania w ultrafiolecie stanowią rozszerzenie zmysłu wzroku [1, 2].

Tablica 1. Zjawiska fizyczne wykorzystywane w badaniach nieniszczących [2]

RUCH OŚRODKA	
Odkształcenie	repliki powierzchni, badanie struktury, wykrywanie pęknięć powierzchownych metodą kruchych pokryć, wykrywanie naprężeń
Wnikanie cieczy	metoda penetracyjna – wykrywanie pęknięć powierzchniowych
Ruch cieczy i gazów	metoda ciśnieniowa – wykrywanie nieszczelności
Drgania mechaniczne	metoda drgań – pomiary stałych sprężystości, wykrywanie nieciągłości makro i mikrostruktury materiałów metoda ultradźwiękowa – pomiary stałych sprężystości materiałów, wykrywanie nieciągłości makro- i mikrostruktury materiałów, badanie zjawisk związanych z ruchem atomów w ośrodku
PRZENOSZENIE ENERGII	
Energia pola magnetycznego	metoda magnetyczna – wykrywanie nieciągłości powierzchniowych i podpowierzchniowych w materiałach ferromagnetycznych, pomiar grubości blach, pomiar grubości powłok, badanie struktury materiału
Energia pola elektrostatycznego	metoda cząstek naelektryzowanych – wykrywanie pęknięć w materiałach ceramicznych, badanie materiałów elektroizolacyjnych i dielektryków
Energia pola elektromagnetycznego	metoda prądów wirowych – wykrywanie pęknięć w materiałach nieferromagnetycznych, badania struktury, pomiary wielkości geometrycznych, badanie i pomiary strat dielektrycznych, badanie struktury niemetali za pomocą metody mikrofal
PROMIENIOWANIE	
Promieniowanie cieplne	metoda termiczna – wykrywanie nieciągłości w elementach warstwowych, wykrywanie nieciągłości w układach elektronowych
Promieniowanie widzialne	badanie struktury powierzchni, pomiary wielkości geometrycznych, wykrywanie niejednorodności w ciałach przeźroczystych, cieczach i gazach (metoda smugowa)
Promieniowanie ultrafioletowe	metoda magnetyczno-proszkowa i penetracyjna – wykorzystywanie środków fluorescencyjnych do wykrywania nieciągłości

d. c. tablicy 1

Promieniowanie jonizujące (X, alfa, beta, gamma)	radiografia, radiografia cyfrowa – wykrywanie wad makrostruktury, pomiar wielkości geometrycznych (grubość, odległość) mikroradiografia – badanie struktury i makrostruktury materiałów atomy znaczone – wykrywanie nieszczelności, trasowanie potoków autoradiografia – badanie mikrostruktury
Ruch elektronów	mikroskop elektronowy, dyfrakcja elektronów
Ruch elektronów w przewodniku (prąd elektryczny)	wykrywanie nieciągłości, pomiar grubości, pomiar głębokości pęknięcia
Jony	spektrometr masowy – wykrywanie szczelności
INNE ZJAWISKA	
Zjawisko tryboelektryczne	wykrywanie pęknięć, badanie i rozróżnianie struktury materiału
Zjawisko termoelektryczne zmiany stanu skupienia	pomiar temperatury, rozkład temperatur na przedmiotach

3. CEL I ZADANIA BADAŃ NIENISZCZĄCYCH

Na burzliwy rozwój i szeroki udział badań nieniszczących w kontroli przemysłowej złożyło się wiele przyczyn. Decydującą rolę odegrały w pierwszym rzędzie czynniki ekonomiczne i bezpieczeństwa. Na obecnym etapie rozwoju techniki ryzyko pęknięcia wyrobu i związanej z tym awarii staje się zbyt kosztowne. Cywilizacja dnia dzisiejszego jest cywilizacją ruchu i postępu. Ogromny rozwój gałęzi przemysłu wymagających bezpiecznych i bezawaryjnych urządzeń podnosi poważnie wymagania odnośnie niezawodności działania elementów i układów. Równocześnie, dzięki stale rosnącym mocom produkcyjnym, wytwarza się więcej i szybciej. Ale zwiększenie zdolności produkcyjnej oznacza nie tylko wyprodukowanie większej ilości wyrobów w krótszym czasie. Zwiększona zdolność produkcyjna oznacza również, że w krótszym czasie wyprodukować można większą ilość elementów wadliwych. Stąd też narasta potrzeba kontroli materiałów wyjściowych, kontroli półfabrykatów, kontroli gotowych wyrobów, a nawet całych urządzeń i zespołów.

Celem badań nieniszczących jest stwierdzenie aktualnego stanu materiału wyjściowego, względnie gotowego wyrobu, zarówno w fazie wytwarzania jak i eksploatacji.

Badania nieniszczące stosowane w fazie wytwarzania to tzw. defektoskopia, podczas której przeprowadzane są czynności badawcze lub kontrolne zmierzające do ujawnienia (wykrycia) i zlokalizowania nieciągłości wewnętrznych lub powierzchniowych, określenia ich rozmiarów, a następnie ich oceny na podstawie przyjętych kryteriów akceptacji. Głównym celem jest wykrycie braku ciągłości materiałów, niewłaściwej struktury, niewłaściwych wymiarów (grubości) itp. W fazie eksploatacji badania nieniszczące przeprowadza się podczas tzw. diagnostyki, czyli przez zastosowanie metod i środków umożliwiających rozpoznanie stanu technicznego maszyn i urządzeń w trakcie ich pracy bez potrzeby demontażu elementów lub podzespołów. Wyniki badań nieniszczących stanowią zwykle podstawę do wydania decyzji o dopuszczeniu materiałów do dalszej budowy, a gotowego wyrobu do dalszej eksploatacji.

Powszechną tendencją we współczesnych konstrukcjach jest troska o niezawodność ich działania przy równoczesnym dążeniu do jak największego wykorzystania możliwości wytrzymałościowych materiałów. Pociąga to oczywiście dążenie do obniżania współczynnika

bezpieczeństwa. Nie można sobie wyobrazić spełnienia tego postulatu bez badań nieniszczących, na podstawie których konstruktor uzyskuje pewność, że materiały posiadają cechy zakładane w projekcie, a połączenia nie zawierają istotnych wad.

Jednym z najbardziej istotnych i podstawowych problemów badań nieniszczących jest właściwa interpretacja wyników badań. Zagadnienie to jest złożone i zakresem swoim wybiega znacznie poza samą metodykę badań nieniszczących. Aby móc właściwie interpretować wyniki badań nieniszczących potrzebna jest znajomość warunków pracy elementu, wielkości i rozkładu naprężeń w nim występujących oraz wpływu nieciągłości lub niedoskonałości materiału na jego zachowanie się w eksploatacji, w pierwszym rzędzie na jego wytrzymałość. Ze względów ekonomicznych nie zawsze można wymagać idealnych własności od wyrobów. Musi istnieć ekonomicznie i technicznie uzasadniony margines odchyleń od stanu idealnego. Z praktycznych zatem względów trzeba się decydować na pewien poziom jakości wyrobu. Właściwe ustalenie wymagań, czyli warunków odbiorczych, na podstawie badań nieniszczących, należy do zadań bardzo trudnych. Jest to spowodowane tym, że nasze wiadomości o przydatności eksploatacyjnej materiału zawierającego wady, są bardzo skąpe. Ocena wpływu występowania nieciągłości wykrywanych metodami nieniszczącymi na właściwości mechaniczne stanowi jeden z najbardziej frapujących, a zarazem najbardziej trudnych i kompleksowych zagadnień dziedziny materiałoznawstwa.

Dzisiaj można śmiało stwierdzić, że w wielu gałęziach przemysłu, badania nieniszczące są uważane jako niezbędny element w cyklu produkcyjnym, względnie przy okresowych przeglądach, czy też czynnościach dozorowych. Zanim ten moment nastąpił stosunek przemysłu do badań nieniszczących przechodził przez różne stadia. Początkowo uważano badania nieniszczące za zło i to całkowicie zbędne, następnie w miarę zdobywania doświadczenia, za zło konieczne. Uznanie badań nieniszczących za niezbędny proces w cyklu produkcyjnym, względnie w czynnościach dozorowych, świadczy o dużym postępie i nowoczesności danej gałęzi przemysłu. [1, 2]

4. METODY BADAŃ NIENISZCZĄCYCH NAJCZĘŚCIEJ STOSOWANYCH PRZY PRODUKCJI WYROBÓW ZE STOPÓW ŻELAZA

Najczęściej stosowane metody badań nieniszczących przy produkcji wyrobów ze stopów żelaza wymieniono w tablicy 2 poniżej.

Tablica 2. Metody nieniszczące stosowane najczęściej przy produkcji wyrobów ze stopów żelaza

Lp.	Nazwa metody	Rodzaje i cechy wykrywanych nieciągłości
1	Badania wizualne VT	Głównie nieciągłości występujące na powierzchni wyrobu
2	Badania magnetyczno-proszkowe MT	Głównie nieciągłości materiałowe płaskie dochodzące do powierzchni i podpowierzchniowe w materiałach ferromagnetycznych
3	Badania wiroprądowe ET	Głównie nieciągłości materiałowe płaskie dochodzące do powierzchni i podpowierzchniowe
4	Badania penetracyjne PT	Nieciągłości materiałowe występujące na powierzchni wyrobu niewidoczne podczas badań wizualnych. Stosowane głównie w materiałach nie ferromagnetycznych (stale austenityczne).

d. c. tablicy 2

5	Badania ultradźwiękowe UT	Głównie nieciągłości materiałowe płaskie i objętościowe występujące wewnątrz wyrobu. Niedopuszczalne zmiany grubości.
6	Badania radiograficzne RT	Głównie nieciągłości materiałowe objętościowe i płaskie występujące wewnątrz wyrobu.

W zależności od rodzaju występujących w badanym elemencie nieciągłości, stosowane są różne metody badawcze. Wybór danej metody i techniki badawczej może być uwarunkowany wieloma czynnikami, tj.: możliwość wykrywania nieciągłości w zależności od ich rodzaju i charakteru (wewnętrzne, czy powierzchniowe), szybkość dostarczenia wyników badań, prawdopodobieństwo wykrywania nieciągłości (POD), koszty przeprowadzenia badań, itp. W tablicy 3 poniżej przedstawiono porównanie możliwości wykrywania różnych typów nieciągłości materiałowych i defektów w zależności od zastosowania różnych metod badawczych.

Tablica 3. Porównanie możliwości wykrywania różnych typów nieciągłości materiałowych i defektów różnymi metodami badawczymi [5]

Rodzaj wyrobu	Rodzaj nieciągłości	VT	MT	PT	UT	RT
Hutnicze i kuźnicze (blachy, rury, pręty, profile, szyny, odkuwki)	rozwarstwienia	+/–	–	–	+	–
	zawalcowania i zakucia	+/–	+	+	+	–
	pęknięcia powierzchniowe	+/–	+	+	+	+
	pęknięcia wewnętrzne	–	–	–	+	+
	wtrącenia	–	–	–	+	+
Połączenia spawane i lutowane	porowatość	–	–	–	+/–	+
	wtrącenia	–	–	–	+	+
	przyklejenia	+/–	+/–	+/–	+	+/–
	wady przetopu	+/–	+/–	+/–	+	+
	pęknięcia	+/–	+/–	+/–	+	+
	wady powierzchniowe i kształtu	+	+/–	+/–	+/–	+/–
Połączenia cierne	Nieodpowiednie przyleganie	–	–	–	+	–
Odlewy	Pęknięcia wewnętrzne 1)	–	–	–	+	+
	Pęknięcia powierzchniowe i naderwania 1)	+/–	+	+	+	+
	Pęknięcia międzykrystaliczne	–	–	–	+	+
	Pory i pęcherze	–	–	–	+	+
	Jamy skurczowe	–	–	–	+	+
	Rzadzizny, zapiaszczenia, zażużlenia	+/–	+/–	+/–	+	+
	Gruboziarnistość i segregacje	–	–	–	+/–	–

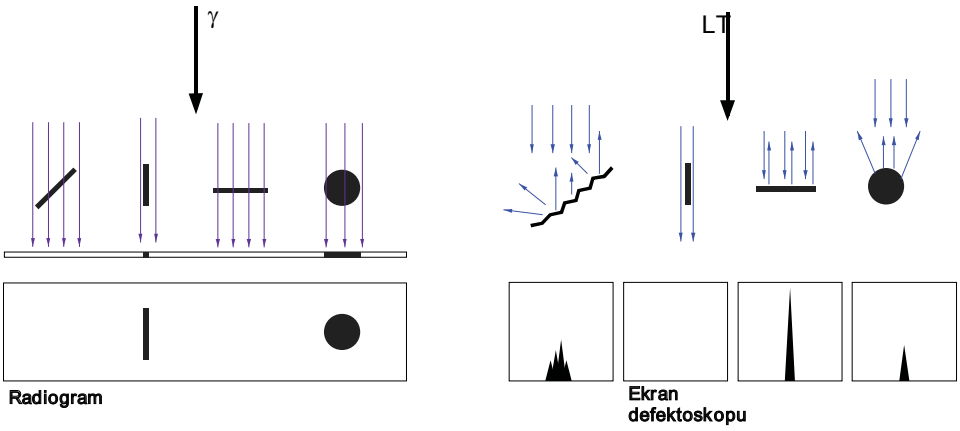
„+" Istnieje możliwość wykrywania nieciągłości
„–" Brak możliwości wykrywania nieciągłości
„+/–" Możliwość wykrywania niektórych nieciągłości
1) Na zimno i na gorąco

Na możliwości wykrywania nieciągłości w materiałach ma wpływ m.in. ich wielkość. W tablicy 4 przedstawiono porównanie czułości metod badań nieniszczących stosowanych do wykrywania nieciągłości płaskich.

Typ i charakter występujących w badanym materiale nieciągłości ma wpływ na jej wykrywalność daną metodą. Porównanie wykrywalności nieciągłości płaskich i kulistych metodą radiograficzną i ultradźwiękową przedstawiono na rys. 1a) i 1b), poniżej.

Tablica 4. Minimalne wymiary nieciągłości płaskich wykrywanych różnymi metodami badań nieniszczących [5]

METODA		Minimalne wymiary wykrywanych nieciągłości płaskich		
		szerokość [µm]	głębokość [µm]	długość [µm]
VT	wizualna	5 ÷ 10	–	100
PT	penetracyjna	1 ÷ 2	10 ÷ 30	100 ÷ 300
MT	magnetyczno-proszkowa	1	5 ÷ 50	100 ÷ 200
ET	wiroprądowa	0,5 ÷ 1	150 ÷ 200	600 ÷ 2000
UT	ultradźwiękowa	1 ÷ 30	100 ÷ 300	–
RT	rentgenograficzna	–	0,5 ÷ 3 % g 1)	–
	gammagraficzna	–	4 ÷ 6 % g1)	–
1) grubość				



Rys. 1. Zasada obrazowania nieciągłości różnie zorientowanych względem kierunku: a) przebiegu promieniowania jonizującego w badaniach radiograficznych, b) padania wiązki fal ultradźwiękowych w badaniach ultradźwiękowych

5. PRZYKŁADY WYKRYTYCH NIECIĄGŁOŚCI FABRYKACYJNYCH I EKSPLOATACYJNYCH WYROBÓW, PRZEZNACZONYCH LUB JUŻ PRACUJĄCYCH W OBIEKTACH BUDOWLANYCH I INNYCH URZĄDZENIACH TECHNICZNYCH

Najczęściej badane elementy konstrukcji budowlanych, to:

- stalowe złącza spawane: doczołowe, teowe i kątowe ze spoinami czołowymi i pachwinowymi teowników, dwuteowników, ceowników, rur okrągłych i kwadratowych, blach i płaskowników,
- elementy odlewane (staliwne i żeliwne),
- materiał rodzimych blach, płaskowników, profili i rur przeznaczone na obiekty budowlane. Na ww. elementach przeprowadzane są badania nieniszczące w zakresie 100% lub wybranych elementów (często tych narażonych na największe obciążenia) w celu wykrycia ewentualnych nieciągłości materiałowych oraz potwierdzenia spełnienia wymaganego poziomu jakości.

W tablicy 5 poniżej przedstawiono informacje o wybranych badaniach konstrukcji budowlanych wykonanych z udziałem autorów na przestrzeni kilku lat oraz zestawienie ilościowe wyników badań.

Tablica 5. Informacje o badaniach nieniszczących przeprowadzonych na konstrukcjach budowlanych oraz zestawienie ilościowe badanych elementów. [Materiały ze zbiorów prac własnych autorów]

L.p.	Nazwa obiektu, lokalizacja, rok badania	Typ badanych elementów	Metoda badania, wymagana klasa jakości	Ilość wadliwych / ilość zbadanych elementów [szt.] (procent wadliwych elementów)	Działania po badaniach	Fotografie
1	Hala hipermarketu, woj. śląskie, 2008 / 2009	Złącza spawane doczołowe konstrukcji dachowych	UT + RT, Klasa jakości B wg PN-EN ISO 5817	25 / 35 (71 %)	Naprawa złączy	Rys. 2
2	Most, woj. małopolskie, 2009	Złącza spawane kratownic mostu	MT, Klasa jakości B wg PN-EN ISO 5817	177 / 240 (74 %)	Naprawa mostu (wymiana elementów)	Rys. 3
3	Hala hipermarketu, woj. mazowieckie, 2010	Złącza spawane doczołowe konstrukcji dachowych	UT + MT, Klasa jakości B wg PN-EN ISO 5817	44 / 58 (76 %)	Naprawa złączy	Rys. 2
4	Obiekt sportowy, woj. śląskie, 2012	Odlewy staliwne konstrukcji nośnej	UT + MT, Klasa jakości 2 wg PN-EN 12680-1	6 / 8 (75 %)	Wstrzymanie budowy	Rys. 4
5	Hala magazynowa, woj. mazowieckie, 2013	Złącza spawane kratownic konstrukcji dachowych	UT, Klasa jakości B wg PN-EN ISO 5817	1 / 9 (11 %)	Naprawa złączy	Rys. 5

d. c. tablicy 5

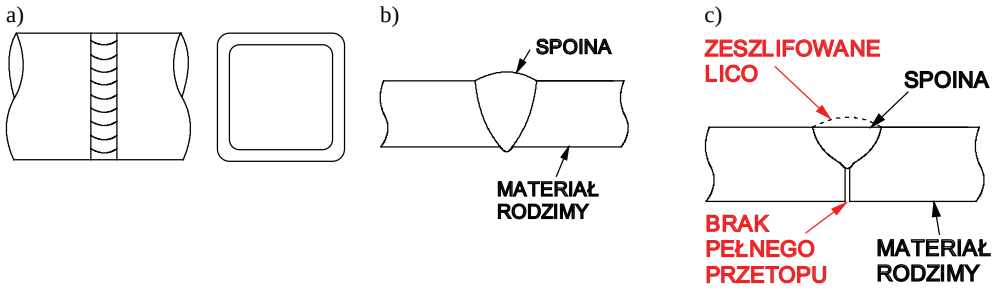
6	Pomieszczenie gospodarcze, woj. mazowieckie, 2013	Złącza spawane kratownic konstrukcji dachowych	MT, Klasa jakości C wg PN-EN ISO 5817	8 / 82 (10 %)	Naprawa złączy	–
7	Szkolna hala sportowa i basen woj. śląskie, 2013	Złącza spawane konstrukcji dachowych	MT, Klasa jakości D wg PN-EN ISO 5817	6 / 12 (50 %)	brak danych	Rys. 6

Na podstawie zestawienia przedstawionego w tablicy 5 widać, że w większości badanych elementów konstrukcji budowlanych zostały wykryte nieciągłości materiałowe wykraczające poza wymagane klasy jakości, co skutkowało koniecznością ich naprawy lub niedopuszczenia do montażu (wstrzymanie prac budowlanych).

Po naprawach przeprowadzane są ponowne badania, zazwyczaj z wynikiem pozytywnym. Dzięki przeprowadzonym badaniom nieniszczącym wadliwe elementy zostały zlokalizowane jeszcze na etapie budowy, zapobiegło to potencjalnej awarii lub katastrofie budowlanej w późniejszym czasie eksploatacji, mogącej wiązać się z konsekwencją strat materialnych lub zagrozić życiu ludzi przebywających w obszarze takiej konstrukcji.

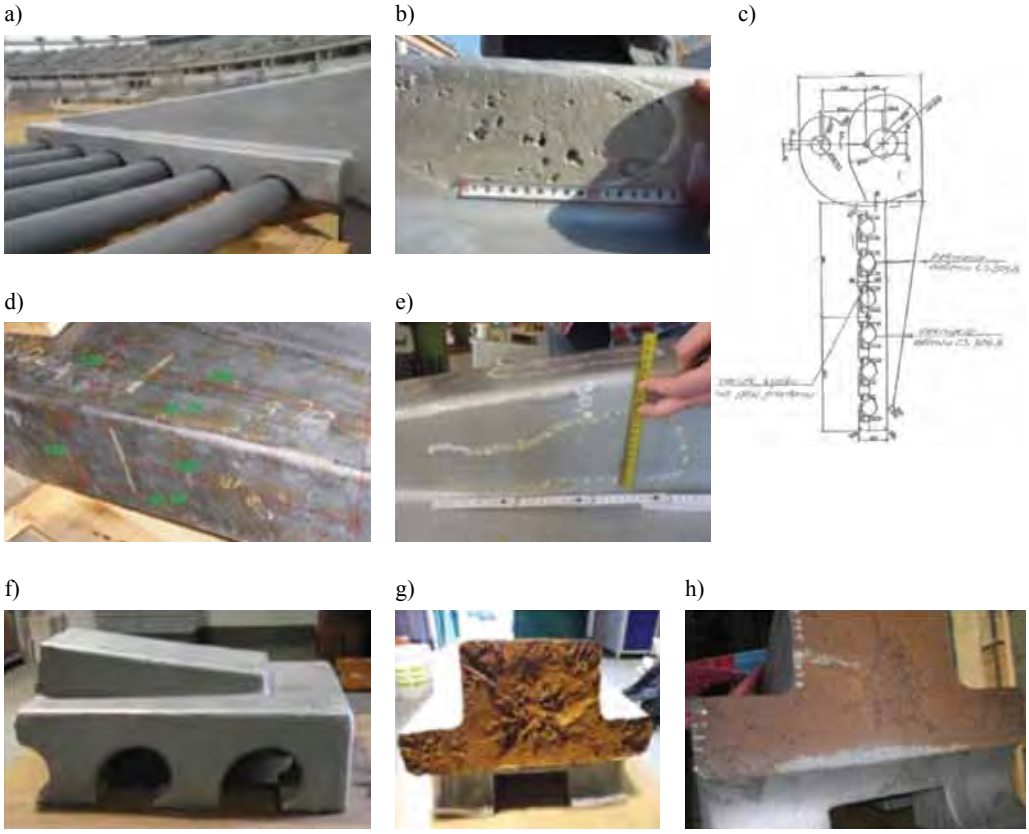
Warto zauważyć, że rola certyfikowanego personelu wykonującego inspekcje i badania nieniszczące ogranicza się do wykonania badań oraz wydania opinii o badanych elementach za pomącą protokołu lub raportu badań. Dalszy przebieg działań i prac wobec elementów niespełniających założonego poziomu jakości zależy od wykonawcy, właściciela obiektu (zlecającego badania) lub od inspektora budowlanego nadzorującego prace budowlane. Dlatego ważną rolę odgrywa świadomość ważności i konieczności przeprowadzania badań nieniszczących na konstrukcjach budowlanych nie tylko w celu potwierdzenia zakładanego poziomu jakości elementów, ale przede wszystkim w celu wykrycia i naprawy elementów wadliwych, mogących zagrażać bezpieczeństwu lub życiu ludzi przebywających w danym obiekcie w trakcie jego użytkowania.

Fotografie i schematy badanych elementów oraz uzyskanych wskazań nieciągłości w konstrukcjach budowlanych wymienionych w tablicy 5 przedstawiono, ze zbiorów prac własnych autorów, na rysunkach nr od 2 do 12.



Rys. 2. Schematy złączy spawanych występujących w konstrukcjach dachowych obiektów budowlanych: a) Schemat ogólny – złącze doczołowe profilu zamkniętego, b) Schemat złącza założonego projektowo. Ukosowanie V lub 1/2V, pełny przetop po spawaniu, c) Schemat złącza błędnie wykonanego. Brak ukosowania, brak pełnego przetopu

Rys. 3. Obrazy pęknięć eksploatacyjnych w złączach spawanych konstrukcji mostu po badaniach MT



Rys. 4. a) fotografia elementu zadaszenia obiektu sportowego po zamontowaniu,
b) wady odlewnicze (pory powierzchniowe),
c) schemat elementu zadaszenia z zaznaczonymi miejscami wystąpienia pęknięć,
d) nieciągłości wewnętrzne (prawdopodobnie pęknięcie na gorąco) wykryte metodą ultradźwiękową,
e) wady wewnętrzne (prawdopodobnie rzadzizna) wykryte metodą ultradźwiękową,
f) część pękniętego elementu,
g i h) fotografie przełomów po uszkodzeniu

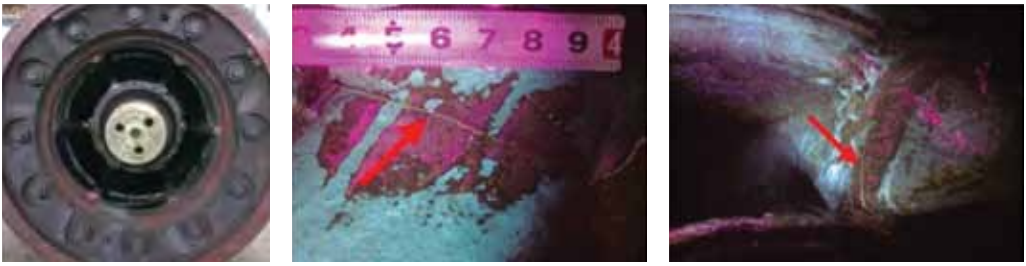
a) b) c)

Rys. 5. a) Konstrukcja nośna hali magazynowej,
b) elementy konstrukcji dachowej,
c) miejsce wykrytych metodą ultradźwiękową wskazań nieakceptowalnych (złącze doczołowe dwuteowników)

Rys. 6. Obrazy nieciągłości (przyklejenia i pęknięcia) wykrytych metodą magnetyczno-proszkową w złączach spawanych konstrukcji dachowej hali sportowej i basenu

Na fotografiach poniżej przedstawiono obrazy nieciągłości materiałowych uzyskanych różnymi metodami badań nieniszczących, w różnych typach elementów przemysłowych (odkuwki, odlewy, złącza spawane) po badaniach w fazie wytwarzania oraz po eksploatacji.

Rys. 7. Przykłady wykrywanych nieciągłości podczas badań wału korbowego metodami magnetyczno-proszkową i ultradźwiękową



Rys. 8. Przykłady wykrywanych nieciągłości podczas badań korpusu wirnika silnika elektrycznego metodą magnetyczno-proszkową, techniką fluorescencyjną

Rys. 9. Przykłady wykrywanych nieciągłości podczas badań kół zębatych przekładni walcarki metodą magnetyczno-proszkową, techniką fluorescencyjną

Rys. 10. Przykłady wykrywanych nieciągłości podczas badań haka dźwignicowego metodą magnetyczno-proszkową

Rys. 11. Przykłady wykrywanych nieciągłości podczas badań złączy spawanych rurociągów metodą penetracyjną

Rys. 12. Przykłady wykrywanych nieciągłości podczas badań złączy spawanych rurociągów metodą radiograficzną

6. PODSUMOWANIE – TECHNICZNE I EKONOMICZNE ASPEKTY BADAŃ NIENISZCZĄCYCH

Przez stosowanie badań nieniszczących osiąga się:

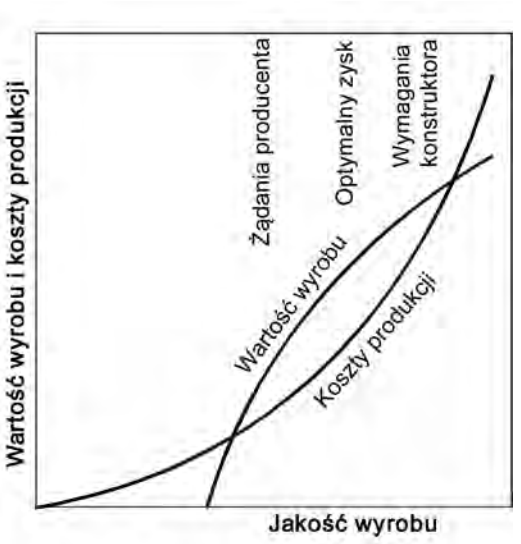
a. Uniknięcie groźnych w skutkach awarii, mogących zagrażać bezpieczeństwu lub życiu ludzi, często przekraczających koszty badań na kilkadziesiąt, a nawet kilkaset lat;
b. Zapewnienie niezawodności, czyli pewności wobec funkcjonowania wyrobów i konstrukcji budowlanych, i innych;
c. Uzyskanie oszczędności przez wczesne wyeliminowanie z dalszego procesu wytwarzania lub budowy elementów zawierających wady. Tym samym obniża się koszty produkcji;
d. Uzyskanie jednorodności wyrobów i konstrukcji;
e. Umożliwia się dobór optymalnych parametrów przy opracowywaniu, względnie poprawie technologii wytwarzania;
f. Zmniejszenie prawdopodobieństwa wystąpienia pęknięć, które mogą powstać w czasie eksploatacji elementów i konstrukcji (elementy konstrukcji budowlanych i przemysłowych, części maszyn, części pojazdów drogowych i kolejowych, elementy ciśnieniowe i dźwignicowe, rurociągi, i inne).

Na uzasadnienie konieczności przeprowadzania badań nieniszczących przytacza się zwykle względy wytrzymałościowe, w tym przypadku równoznaczne ze względami bezpieczeństwa oraz względy ekonomiczne. Są one często przeciwstawne. Wytrzymałość wyrobu jest najczęściej czynnikiem decydującym, gdy chodzi o bezwzględną pewność pracy, bezpieczeństwo ludzi, cenne urządzenia, innymi słowy zawsze w tych przypadkach, w których pęknięcie danego wyrobu jest pęknięciem krytycznym. Przez pęknięcie krytyczne rozumiemy takie pęknięcie, które pociąga za sobą bezpośrednio poważne skutki (awarie). Przeciwieństwem pęknięcia krytycznego jest tzw. pęknięcie bezpieczne, które nie powoduje natychmiastowych, katastrofalnych następstw. Jako przykład podać można pęknięcie jednego lub kilku drutów liny nośnej. Pęknięcie takie osłabia co prawda linę, ale nie pociąga za sobą natychmiastowych groźnych następstw.

Ustalenie wymagań dla określonego wyrobu ma swoisty aspekt techniczny i ekonomiczny. Spotykają się tutaj dwie przeciwstawne tendencje:

- konstruktora, który dąży do zapewnienia jak najwyższej jakości i przeprowadzającego badania nieniszczące, który pragnie zapewnić jak największą wykrywalność,
- producenta, któremu niejednokrotnie trudno jest spełnić podstawione zbyt wysokie wymagania.

Ten stan rzeczy ilustruje obrazowo rysunek 13. Na rysunku tym przedstawiono dwie krzywe. Pierwsza z nich obrazuje rosnące koszty wytwarzania wraz z podnoszeniem jakości wyrobu. Druga obrazuje wzrost wartości wyrobu przy zwiększaniu jakości. Jak już zaznaczono, wymagania konstruktora idą w kierunku zapewnienia jak najwyższej jakości, natomiast producent będzie starał się uzyskać maksymalną opłacalność produkcji przy zapewnieniu minimalnej, niezbędnej jakości. Kompromisowe rozwiązanie prowadzące do podniesienia jakości i zmniejszenia wymagań stawianych wobec wyrobu, jest na ogół rozwiązaniem dającym optymalny zysk [1, 2].



Rys. 13. Zależność między wartością, kosztami produkcji i jakością wyrobu. [1, 2]

Literatura

[1] Pawłowski Z.: *Badania Nieniszczące*, SIMP, Warszawa, 1968 r.

[2] Pawłowski Z.: *Badania Nieniszczące*, SIMP, Warszawa, 1975 r.

[3] Deputat J.: *Badania ultradźwiękowe*, IMŻ ODKKiS, Gliwice, 1981 r.

[4] Obraz J.: *Ultradźwięki w technice pomiarowej*,WNT Warszawa, 1983 r.

[5] Ostrowski R.: artykuł we wkładce do „Terminarza Technika",Warszawa, 1985 r.

[6] PN-EN ISO 9712:2012 Badania nieniszczące. Kwalifikacja i certyfikacja personelu badań nieniszczących

ROLE OF NON-DESTRUCTIVE TESTING IN ASSURANCE OF HIGH QUALITY PRODUCTS MADE OF IRON ALLOYS

SESJA VII

Adam PODHORECKI[1]
Justyna SOBCZAK – PIĄSTKA[2]

O POTRZEBIE DIAGNOZOWANIA I REWITALIZACJI BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH

STRESZCZENIE

Budynki wielkopłytowe realizowane w latach 1960-90, stanowiące obecnie podstawowy składnik zasobów mieszkaniowych w Polsce, są eksploatowane już od kilkudziesięciu lat. Wiadomo, że po tak długim okresie użytkowania, w znacząco licznej grupie mogą znajdować się budynki z istotnymi uszkodzeniami. Nie istnieją kompleksowe badania, analizy i statystyki, z których wynikałoby, które budynki znajdują się w dobrym lub złym stanie technicznym.

Kilkanaście lat temu rozpoczęto prace modernizacyjne, które jednak w większości przypadków ograniczają się do prac termomodernizacyjnych. Przy tym wszystkim nie dokonuje się kompleksowej oceny stanu technicznego budynków i następnie określenia stopnia ich zużycia. Jest to szczególnie istotne, bowiem na tej podstawie powinny dopiero być podejmowane decyzje techniczne, czyli m.in. przyjmowane koncepcje i zakresy rzeczowe prac remontowo-naprawczych. Można zatem skonstatować, że istnieje poważny i aktualny problem dotyczący diagnozowania stanu technicznego tych obiektów oraz określenia sposobów napraw, modernizacji i przystosowania do współczesnych standardów (rewitalizacja).

SŁOWA KLUCZOWE: budownictwo wielkopłytowe, diagnostyka techniczna, metody nieniszczące

[1] prof. dr hab. inż. Adam Podhorecki, podhorec@utp.edu.pl – Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
[1] dr inż. Justyna Sobczak-Piąstka, justynas@utp.edu.pl - Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska

1. WPROWADZENIE

Wybudowane w okresie 1960-90 budynki wielkopłytowe stanowią obecnie podstawowy składnik zasobów mieszkaniowych w Polsce (rys. 1, 2, 3). Montaż konstrukcji budynków na placu budowy z gotowych prefabrykatów odbywał się w szybkim tempie i bardzo często jakość robót budowlanych nie była dostatecznie dobra [1, 2, 3]. Budownictwo to kojarzone jest dzisiaj raczej z niską jakością wykonania. Nie istnieją kompleksowe badania, analizy i statystyki, z których wynikałoby, które budynki znajdują się w dobrym lub złym stanie technicznym.

Rys. 1. Osiedle budynków wielkopłytowych

Wiadomo jednak, że w znacząco licznej grupie mogą znajdować się budynki z istotnymi uszkodzeniami, dotyczy to zwłaszcza złączy (połączeń między poszczególnymi prefabrykatami).

Rys. 2. Przykładowy budynek wielkopłytowy

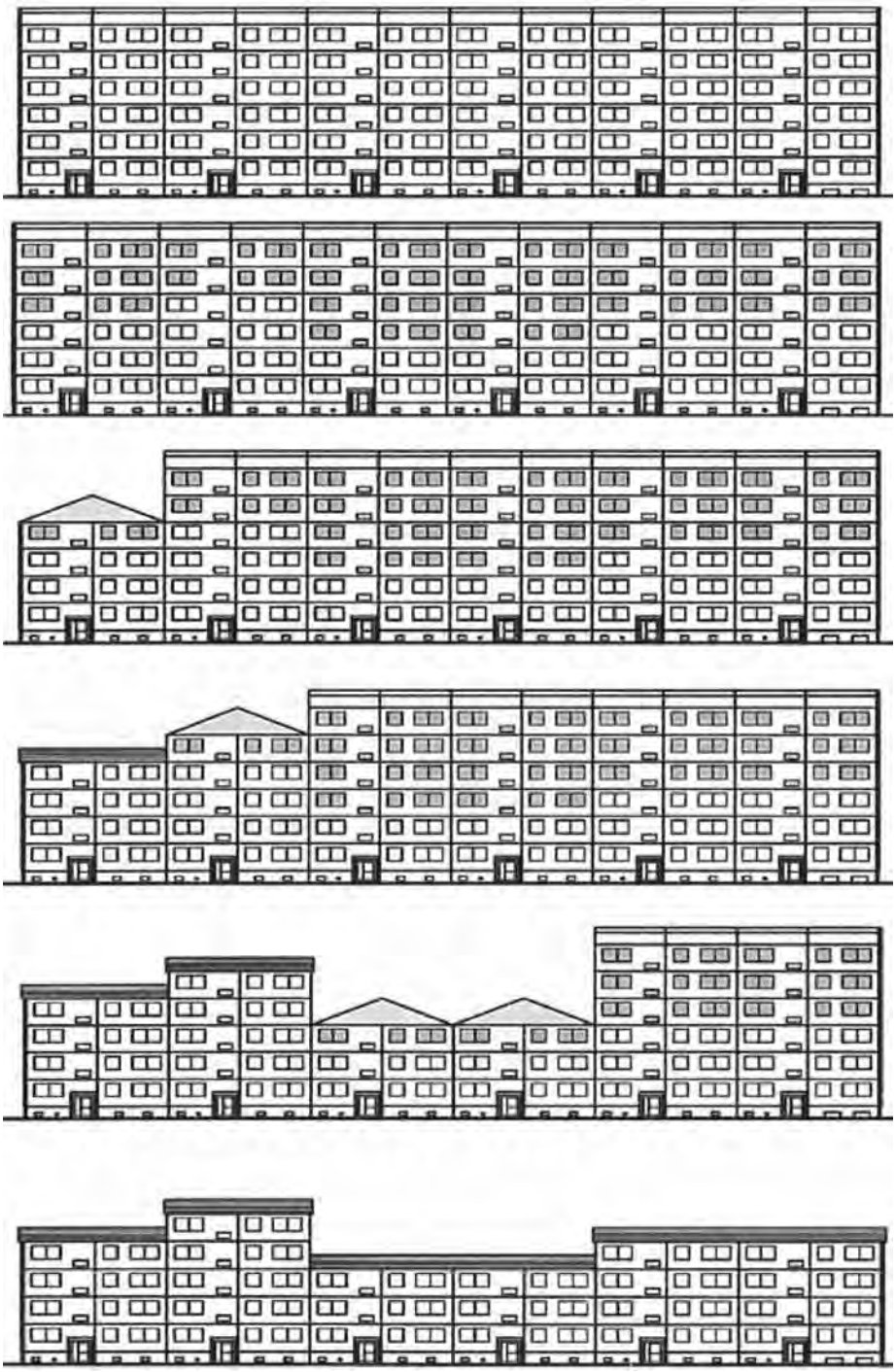
Prowadzone prace modernizacyjne w większości przypadków ograniczyły się i nadal ograniczają się do prac termomodernizacyjnych. Przy tym wszystkim nie dokonuje się kompleksowej oceny stanu technicznego tych budynków i następnie określenia stopnia ich zużycia. Jest to szczególnie istotne, bowiem dopiero na tej podstawie powinny być przyjmowane koncepcje i zakresy rzeczowe prac remontowo-naprawczych.

W aktualnych warunkach polskich ma to fundamentalne znaczenie, ponieważ z niekwestionowanych powodów ekonomicznych nie ma możliwości, aby w najbliższych kilkudziesięciu latach budynki te zostały zastąpione innymi, nowymi obiektami, tak jak to czyni się obecnie, np. w Niemczech i Francji. Na podstawie przeprowadzonych badań, analiz i symulacji komputerowych, zadecydowano tam o gruntownej modernizacji takich obiektów, bądź ich rozbiórce (rys. 4) [14, 15, 16].

Dość powszechnie uważa się, że budynki z wielkiej płyty były przewidziane (zaprojektowane) na czas użytkowania około 50÷60 lat (jest to zapewne niedoszacowane). Oznacza to, że jesteśmy aktualnie blisko końca tego okresu. Należy więc dokonywać kompleksowych badań i analiz, na podstawie których będzie można ustalić aktualny, rzeczywisty stan techniczny budynków wielkopłytowych i wskazać na tej podstawie niezbędny zakres prac modernizacyjnych tych obiektów.

Bloki z wielkiej płyty są tańsze od innych budynków i dlatego nadal cieszą się dużym zainteresowaniem. Nic nie wskazuje na to, że w najbliższych latach, trend ten zmieni się. Zespoły budynków z wielkiej płyty stanowią około 35 % wszystkich zasobów mieszkaniowych w Polsce, Czechach i Słowacji, 29 % na Węgrzech, 26 % w Rumunii i 27 % w Bułgarii. W Polsce, w tak ukształtowanej przestrzeni funkcjonuje około 50 % gospodarstw domowych, gdy tymczasem w krajach starej Unii obejmuje to niewielki procent ludności.

Rys. 3. Przykładowy budynek wielkopłytowy



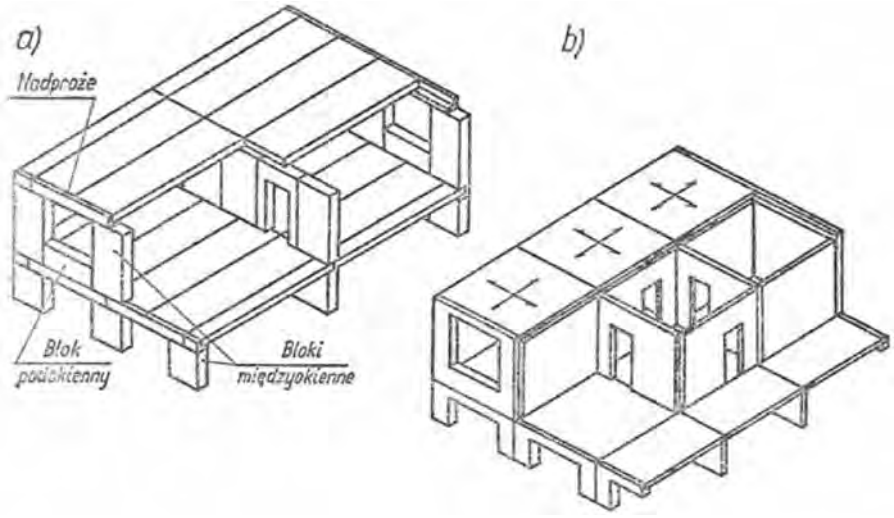
Rys. 4. Przykłady przebudowy budynków wielkopłytowych w Niemczech [9]

Na tle wyżej przedstawionych oczywistych faktów, wyłaniają się następujące problemy dotyczące:

- przeglądu i dokładnej charakterystyki systemowego budownictwa wielkopłytowego w Polsce realizowanego w latach 1960÷1990,
- opracowania i wdrożenia efektywnych systemów diagnostycznych, szczególnie wykorzystujących metody nieniszczące (nieinwazyjne),
- opracowania i wdrożenia metodologii określania skwantyfikowanego stopnia techniczno - użytkowego zużycia budynków wielkopłytowych,
- opracowania i wdrożenia kompleksowych technologii napraw, modernizacji i rewitalizacji budynków wielkopłytowych,
- opracowania i wdrożenia systemu finansowania w Polsce kompleksowych napraw, modernizacji i rewitalizacji budynków wielkopłytowych.

2. PODSTAWOWE CECHY BUDOWNICTWA WIELKOPŁYTOWEGO

W latach 60. XX. wieku rozpoczęto w Polsce stosowanie na szeroką skalę budownictwa uprzemysłowionego. Budownictwo wielkoblokowe polegało na zastosowaniu do wykonstruowania ścian zewnętrznych tych budynków bloków międzyokiennych pełniących funkcję nośną i bloków podokiennych pełniących funkcję wypełniającą oraz elementów do wykonania nadproży. Budownictwo wielkopłytowe charakteryzowało się natomiast ścianami zewnętrznymi składającymi się z płyt o wymiarach odpowiadających wymiarom całej ściany pomieszczenia (rys. 5). Dotyczyło to także stropów.



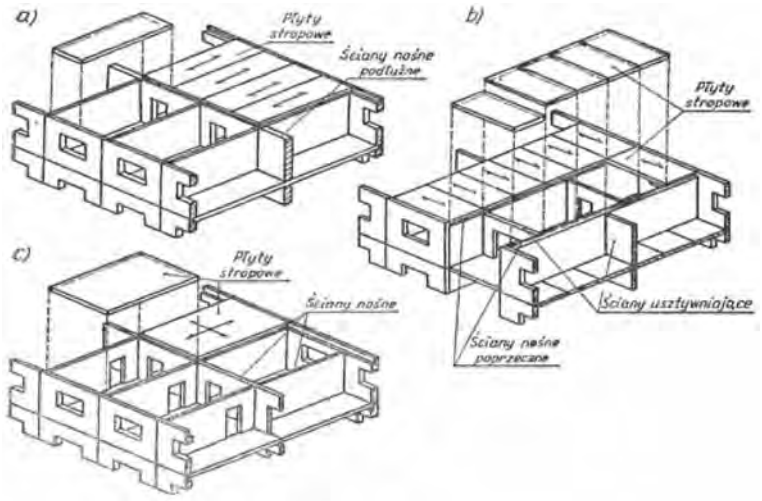
Rys. 5. Schematy budynków budownictwa uprzemysłowionego [8]: a) wielkoblokowego, b) wielkopłytowego

Konstrukcje wielkoblokowe i wielkopłytowe stosowano szeroko w budownictwie mieszkaniowym, przy czym dominowało tutaj budownictwo wielkopłytowe. Obecnie oba systemy określa się jedną nazwą - budownictwo wielkopłytowe. Konstrukcja budynku wielkopłytowego składa się ze ścian nośnych (konstrukcyjnych), stropów i fundamentów. W zależności od kierun-

ku usytuowania ścian nośnych w stosunku do podłużnej osi budynku rozróżnia się trzy podstawowe układy konstrukcyjne (rys. 6):

- układ podłużny charakteryzujący się tym, że ściany nośne są równoległe do podłużnej osi budynku, a stropy są rozpięte prostopadle do tych osi. W tym układzie sztywność przestrzenną zapewniają ściany nośne podłużne (w kierunku podłużnym) oraz ściany poprzeczne ograniczające klatki schodowe (w kierunku poprzecznym) i stropy,
- układ poprzeczny charakteryzuje się tym, że ściany nośne są prostopadłe do osi podłużnej budynku, a stropy rozpięte równolegle do tej osi, w układzie tym sztywność poprzeczną zapewniają ściany nośne poprzeczne, ściany usztywniające usytuowane w kierunku podłużnym oraz stropy,
- układ mieszany charakteryzuje się tym, że ma ściany nośne zarówno równoległe , jak i prostopadłe do podłużnej osi budynku, stropy oparte są na całym obwodzie i zbrojone krzyżowo, w tym układzie sztywność przestrzenną zapewnia dwukierunkowy układ ścian nośnych wraz ze stropami.

Ściany i stropy w budynkach wielkopłytowych stanowią sztywne tarcze pionowe i poziome wzajemnie powiązane w poziomie stropów, co powoduje zintegrowanie przestrzenne całego ustroju nośnego budynku.

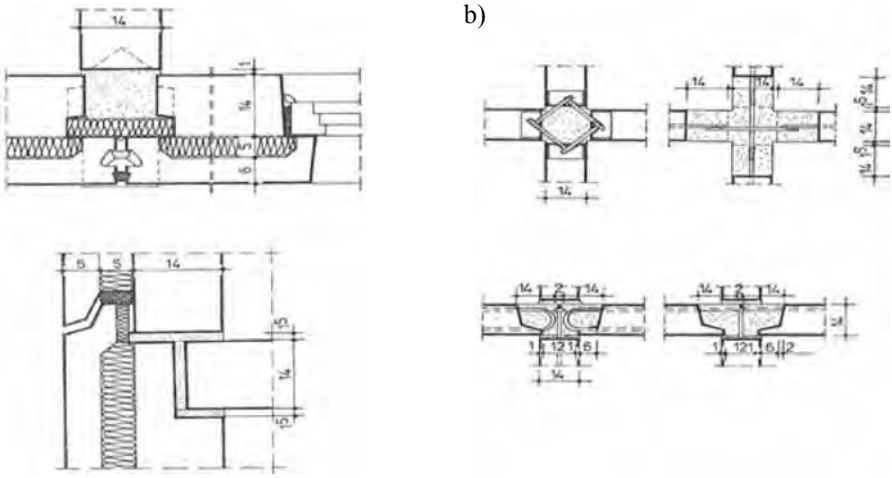


Rys. 6. Rodzaje konstrukcji płytowych [8]: a) o układzie podłużnym, b) o układzie poprzecznym, c) o układzie mieszanym

Podstawową cechą konstrukcji budynków wielkopłytowych, odróżniającą je od konstrukcji innych rodzajów budynków ze ścianami nośnymi, są złącza pomiędzy prefabrykowanymi płytami ściennymi i stropowymi (rys. 7). Złącza te są bardzo newralgicznym elementem tych budynków, w których skupiają się różne mankamenty projektowe i wykonawcze.

Następną istotną cechą budynków wielkopłytowych jest szczególnie duża rola wieńców żelbetowych obiegających ściany konstrukcyjne w poziomie stropów, w których zakotwione jest zbrojenie podporowe stropów. Wieńce te spinają wszystkie elementy prefabrykowane w sztywną tarczownicę.

a) b)



Rys. 7. Złącza ścian w systemie WUF-T (Warszawska Uniwersalna Forma – Typowa) [4]: a) zewnętrznych, b) wewnętrznych

Budynki mieszkalne zrealizowane metodami uprzemysłowionymi, a w szczególności w technologii wielkopłytowej, mają pewną specyfikę odróżniającą je od budownictwa tradycyjnego. Różnice te mają następujące istotne podstawy:

- rodzaj zastosowanych materiałów i ich zestawienie odbiegało istotnie od wcześniejszych rozwiązań,
- wymiary elementów składowych, sposób ich produkcji wyraźnie różnił się od dotychczas stosowanych,
- połączenie elementów (złącza) i technologie montażu budynków nie miały w przeszłości odpowiedników.

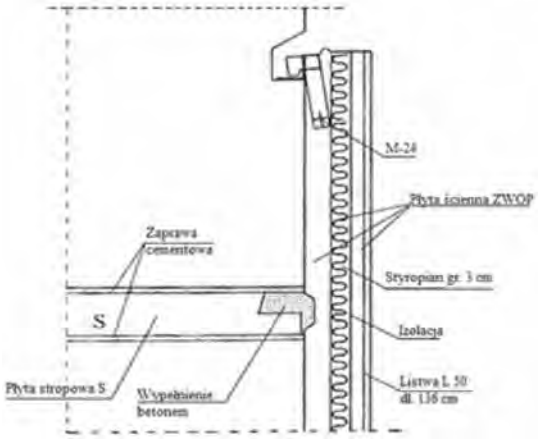
Wymienione różnice między budownictwem tradycyjnym, a wielkopłytowym przekładać się muszą oczywiście na specyfikę konserwacji, napraw oraz usuwanie wad, remonty i modernizacje takich obiektów.

3. GŁÓWNE WADY I USZKODZENIA BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH

Uszkodzenia budynków wielkopłytowych można podzielić na dwie zasadnicze grupy [1]:

- grupa I – uszkodzenia typowe występujące w każdym rodzaju budynku, niezależnie od zastosowanej technologii, użytych materiałów itp. Uszkodzenia tej grupy obejmują elementy wykończenia budynku, pokrycia dachów, obróbki blacharskie, izolacje przeciwwilgociowe lub/i izolacje przeciwwodne;
- grupa II – wady i uszkodzenia charakterystyczne dla budownictwa wielkopłytowego, wynikające z zastosowanych materiałów, rodzajów elementów prefabrykowanych, rodzajów złączy itp. Wady i uszkodzenia należące do tej grupy dotyczą (rys. 8):
  - prefabrykatów ścian zewnętrznych (odpadanie warstwy fakturowej, zarysowania i spękania, przecieki wód opadowych przez fakturę, nadmierne zawilgocenia, przemarzanie, itp.),

- warstwy ocieplającej (obniżenie cech izolacyjnych wynikające z zawilgocenia lub/i zmiany struktury materiału termoizolacyjnego, odspajanie się tej warstwy od innych warstw ściany),
- spoin (ubytki na krawędziach warstwy fakturowej, złe wyprofilowanie kanału dekompresji, za duża rozwartość szczelin między elementami, brak uszczelnienia spoin, itp.),
- złączy, tj. połączeń prefabrykatów między sobą (źle wykonane połączenie, nieszczelności, korozja stali wywołana głównie zjawiskami karbonatyzacji betonu itp.),
- płyt stropowych (głównie tzw. klawiszowanie),
- ściennych elementów wewnętrznych (rysy, spękania, oddzielenia itp.),
- podłoży podposadzkowych (spękania, odspojenia, zapadania itp.),
- stolarki (nieszczelności, niska izolacyjność cieplna, uszkodzenia mechaniczne),
- instalacji centralnego ogrzewania, gazowej, elektrycznej i wodno-kanalizacyjnej,
- wind i zsypów.



Rys. 8. Niewystarczająco stabilne połączenie ściany zewnętrznej ZWOP ze ścianą wewnętrzną W i stropem S w budynku wybudowanym w systemie Wk-70

Przy zapewnieniu bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielkopłytowych należy mieć na względzie:

- specyfikę konstrukcji budynków wielkopłytowych,
- wymagania formalno – prawne i normowe,
- specyficzne elementy wpływające na ocenę bezpieczeństwa konstrukcji budynku i jego niezawodność, trwałość itp.,
- zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji.

4. O METODACH NIENISZCZĄCYCH STOSOWANYCH DO DIAGNOZOWANIA STANU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

Biorąc pod uwagę fakt, że rozważane budynki wielkopłytowe są użytkowane, bardzo ważnym zadaniem jest to, aby szczególnie intensywnie rozwijać i stosować metody nieniszczące do

diagnozowania stanu technicznego tych obiektów. Ogólnie metody nieniszczące stosowane w budownictwie dzielimy następująco [5]:

- metody sklerometryczne,
- metody akustyczne,
- metody elektromagnetyczne,
- metody elektryczne,
- metody radiologiczne.

Do oceny wytrzymałości materiałów budowlanych wbudowanych w obiekty preferowane są metody sklerometryczne i akustyczne. Do oceny wymiarów elementów oraz lokalizacji wad i uszkodzeń zalecane są metody akustyczne (ultradźwiękowa, echa, impact-echo, analiza spektralana fal powierzchniowych, impulse-response, radarowa, sejsmiczna, emisja akustyczna) i radiologiczne. Do ustalenia lokalizacji zbrojenia i określenia zaawansowania korozyjnego stosuje się przede wszystkim metody elektromagnetyczne, radiologiczne i elektryczne. Wreszcie do pomiaru wilgotności wykorzystuje się metody chemiczne i fizyczne. Przechodząc do budynków wielkopłytowych wszystkie wymienione metody diagnostyczne wydają się być metodami odpowiednimi, ale należy te metody specjalnie ukierunkować na problemy występujące w tego typu specyficznym budownictwie, np. w tym celu warto opracować poradniki z procedurą prowadzenia badań i pomiarów, z przykładową analizą ich rezultatów i wnioskowania. Przykłady niektórych metod i urządzeń, które mogą być zastosowane przy badaniu konstrukcji budynków wielkopłytowych przedstawiono poniżej.

Metoda sklerometryczna

Sklerometria to nieniszcząca metoda badania wytrzymałości budowlanych elementów konstrukcyjnych. Jest jedną z najbardziej rozpowszechnionych na świecie metod. Stosowana od połowy XX. wieku do kontroli stanu betonu, obecnie znajduje zastosowanie także w badaniu ceramiki, zaprawy murarskiej, gipsu, a nawet drewna. Przy wykorzystaniu sklerometru można dość dobrze określić cechy wytrzymałościowe betonu, z którego wykonano elementy ścienne, stropowe, klatki schodowe w konstrukcjach budynków wielkopłytowych.

Metoda akustyczna

Metoda akustyczna w badaniach nieniszczących wykorzystuje fale akustyczne o wysokich częstotliwościach (30 kHz – 25 MHz). Jedną z najczęściej stosowanych metod akustycznych w budownictwie jest metoda ultradźwiękowa bazująca na pomiarze prędkości fal. W celu określenia wytrzymałości badanego materiału, jego wymiarów, wad materiałowych i obserwacji ich powstawania wykorzystuje się zjawiska zachodzące podczas przepuszczania fali przez badany materiał takie jak: odbicie, przenikanie, załamanie, transformacja, dyfrakcja, rozproszenie, czy zmiana geometrii wiązki [5]. W budownictwie wykorzystuje się trzy sposoby badań z wykorzystaniem defektoskopii ultradźwiękowej:

- metodę echa wykorzystującą zjawisko odbicia fali przechodzącej przez badany materiał od granicy z drugim ośrodkiem,
- metodę przepuszczania (cienia) polegającą na wprowadzeniu fal ultradźwiękowych z jednej strony i odbieraniu ich po przejściu przez przedmiot po stronie przeciwnej,
- metodę TOFD (*time-of-flight diffraction*) wykorzystującą zjawisko dyfrakcyjnego ugięcia i rozpraszania fal.

Metoda radiograficzna

Metoda radiograficzna jest najbardziej przydatna w budownictwie ze wszystkich metod radiologicznych. Stosowana jest przede wszystkim do lokalizacji i oceny zbrojenia w żelbecie. Badania tą metodą polegają na rejestracji zjawiska osłabienia natężenia promieniowania, rozproszenia i tłumienia fal przechodzących przez element. Źródło promieniowania w badaniach 'in situ' jest przenośne, a dobiera się je ze względu na grubość prześwietlanego elementu. Takim źródłem może być promieniowanie gamma lub X. Urządzenia emitujące promieniowanie stosowane w żelbecie to między innymi defektoskopy gammagraficzne, aparaty rentgenowskie i betatrony. Rejestracji pomiarów dokonuje się na błonach fotograficznych, a w przypadku metody komputerowej stosuje się luminoforową płytę obrazową wielorazowego użytku. Należy zauważyć, że badania radiograficzne wymagają szczególnego zestawu zabezpieczeń przed promieniowaniem jonizującym, a ponadto aparatura pomiarowa jest dość skomplikowana [10].

Metoda elektrochemiczna

Metodę elektrochemiczną wykorzystuje się w celu badania korozji w elementach żelbetowych. Polega na pomiarze różnicy potencjału elektrycznego między zbrojeniem a betonem. W tym celu do badanego elementu przykłada się półogniwo w postaci wydrążonej rurki z miedzianymi elektrodami zanurzonymi w roztworze siarczanu miedzi. Oprócz elektrody siarczanowej używane są również elektrody z kalomelem lub chlorkiem srebra [5]. Z tak skonstruowaną elektrodą zintegrowany jest woltomierz podłączany do dostępnego fragmentu zbrojenia. Rolą półogniwa jest zapewnienie stałego potencjału odniesienia. „Wysoka" ujemna liczba napięcia (-350mV) wskazuje na zajęcie elementu korozją. Jeżeli przyrząd pomiarowy wskazuje liczbę „niższą" niż -200mV, wtedy korozja nie występuje.

Metoda termograficzna

Termografia, potocznie zwana termowizją, jest metodą, która polega na detekcji promieniowania w paśmie podczerwieni i przetwarzania go na obraz widzialny. Przeprowadzając badanie w sposób bezdotykowy i bezinwazyjny, uzyskujemy „mapę" rozkładu temperatur na powierzchni badanego obiektu. Jest to metoda szczególnie przydatna w ocenie stanu technicznego do oznaczania struktury wewnętrznej elementów nośnych budynków, to jest ścian, płyt stropowych, belek, itp. Do badań stosuje się pirometry i kamery termowizyjne [11,12].

Pirometry to urządzenia, które bezstykowo wyznaczają temperaturę obiektu. Zbudowane są z elementu naprowadzającego (optycznego lub laserowego), czujnika natężenia podczerwieni (polichromatora) i obudowy z układem elektronicznym służącym do obróbki danych pomiarowych.

Kamera termowizyjna wyposażona jest w ciepłoczułą matrycę CCD zamiast czujnika punktowego, bardziej skomplikowane algorytmy przetwarzania danych i ekran. Urządzenie daje nam możliwość natychmiastowego oglądania kolorowego obrazu rozkładu temperatury obiektu w wybranym przez nas kadrze.

W miarę rozwoju technologii, zakres zastosowania termowizji w budownictwie nieustannie się poszerza. Dziś daje nam takie możliwości, jak: wykrywanie zawilgoceń, badanie cieplne budynków, wykrywanie uszkodzeń i niejednorodności materiałów, identyfikację wad technologicznych przegród budynków, wyznaczanie współczynnika przenikania ciepła, wykrywanie przeciągów i prądów cieplnych. W przypadku badań stanu technicznego obiektów zabytkowych, czy budynków użytkowanych (np. wielkopłytowych), metoda ta ma dodatkowe zalety, takie jak nieinwazyjność w strukturę budynku. Pozwala także na wykrywanie i rozpoznawanie struktur niedostępnych pod naniesionymi warstwami, a także dokładne wyznaczenie miejsc odkrywek, co ogranicza zbyteczne ingerencje w cenne elementy obiektów.

Przechodząc do budynków wielkopłytowych, wszystkie wymienione metody diagnostyczne wydają się być metodami odpowiednimi, ale należy te metody specjalnie ukierunkować na problemy występujące w tego typu specyficznym budownictwie (np. opracować poradniki z procedurą prowadzenia badań i pomiarów, przykładową analizą ich rezultatów i wnioskowania). W dalszej części pracy przedstawiono wykorzystanie jednej z tych metod do diagnostyki technicznej budynku wielkopłytowego.

5. SKWANTYFIKOWANY SPOSÓB OCENY STANU TECHNICZNEGO I WARTOŚCI UŻYTKOWEJ BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH

Podjęcie jakichkolwiek działań związanych z dalszym użytkowaniem budynków wielkopłytowych na pewno wiązać się musi z określeniem ich stanu technicznego i użytkowego, stopniem zużycia, trwałością, niezawodnością i stopniem bezpieczeństwa. Podstawowe wymagania niezawodności konstrukcji obiektów budowlanych przewidują, że konstrukcje i elementy konstrukcyjne powinny być tak zaprojektowane, wykonane i potem utrzymywane w wymaganym stanie technicznym, aby z odpowiednim stopniem (wskaźnikiem) niezawodności mogły:

- oprzeć się działaniom, które mogą zaistnieć podczas budowy i użytkowania,
- „zachowywać" się właściwie w normalnych warunkach użytkowania,
- utrzymywać konstrukcyjną całość w przypadku pożaru, lokalnego wybuchu i miejscowych uszkodzeń.

Wymienione wymagania powinny być spełniane w projektowanym czasie użytkowania konstrukcji, tzn. że konstrukcja budynku w tym czasie musi spełniać następujące warunki:

- musi mieć odpowiednią trwałość i niezawodność oraz założony (odpowiedni) standard użytkowy,
- musi być tak zaprojektowana i wykonana, aby uwzględniała konsekwencje awarii,
- musi być ekonomiczna.

Ważnym elementem tych postulatów jest więc stateczność, zachowanie i utrzymanie na odpowiednim poziomie technicznym, funkcjonalnym i ekonomicznym wymienionych wyżej elementów w czasie. W takim przypadku istotnym elementem jest odpowiedni monitoring stanu technicznego i użytkowego obiektu budowlanego (rys. 9 ÷ 13).

Rys. 9. Przykładowe uszkodzenia budynku wielkopłytowego, w postaci zawilgocenia ściany szczytowej

Na stan techniczny i na wartość użytkową obiektu budowlanego składają się następujące ogólne elementy:

- zużycie techniczne (fizyczne),
- zużycie funkcjonalne (użytkowe),
- zużycie środowiskowe.

Zużycie techniczne wynika przede wszystkim z wieku obiektu budowlanego, trwałości zastosowanych materiałów, jakości wykonawstwa budowlanego, wad projektowych, prowadzonej gospodarki remontowej itp. Zużycie techniczne określa się procentowo przy użyciu, tzw. stopnia zużycia technicznego, niezależnie od przyczyn, które doprowadziły do stwierdzonego stanu. Stopień zużycia powinien więc określać rzeczywisty stan techniczny obiektu i urządzeń z nim związanych w dniu badania i oględzin budynku. W każdym budynku wyróżnia się trzy następujące główne grupy elementów: konstrukcyjne, wykończeniowe i wyposażeniowe. Stan techniczny budynku uzależniony jest w istotnym zakresie od trwałości tych elementów. Na zużycie budynku wpływają:

- rodzaj budynku i typ konstrukcji,
- elementy budynku lub ich części,
- zużycie fizyczne,
- zdarzenia losowe,
- zawodność ludzka.

Rys. 10. Przykładowe uszkodzenia budynku wielkopłytowego w postaci nadmiernego zawilgocenia płyt balkonowych

Zużycie funkcjonalne jest to zużycie wynikające z porównania zastosowanych w danym przypadku zaprojektowanych i faktycznie wykonanych rozwiązań użytkowych do aktualnie preferowanych (ocena nowoczesności), a także porównania wynikającego ze sposobu wykończenia i wyposażenia w urządzenia techniczne oraz również przeznaczenia utrudniającego lub umożliwiającego zmianę sposobu wykorzystania. Stopień zużycia funkcjonalnego określa się procentowo na podstawie oceny budynku, uwzględniającej między innymi:

- postęp technologiczny w budownictwie,
- brak możliwości dostosowania budynku do aktualnych potrzeb,

- zmiany w preferencjach społecznych odnośnie do zapotrzebowania na określony typ budynków.

Zużycie środowiskowe wynika z dokonanych lub planowanych zmian w otoczeniu budynku, powodujących uciążliwości w korzystaniu z tego budynku. Zużycie to może występować w budynku lub/i jego otoczeniu. Na to zużycie mogą wpływać:

- hałas,
- wibracje,
- promieniowanie,
- zapachy, wyziewy,
- szkodniki biologiczne.

Wydaje się, że najlepszym i najbardziej obiektywnym sposobem służącym do optymalnej oceny stopnia zużycia technicznego budynków wielkopłytowych jest średnioważony stopień zużycia technicznego S_z wyrażony w procentach. Sposób ten polega na ustaleniu stopnia zużycia poszczególnych elementów budynku, a następnie na obliczeniu zintegrowanego współczynnika S_z. Współczynnik S_z określa następujący znany wzór:

$$S_z = \sum_{i=1}^{n} \frac{U_i \cdot S_{ei}}{100} \tag{1}$$

gdzie: U_i – wartość „i" elementu budynku odniesiona do wartości całego budynku (wartość względna elementu budynku),
S_{ei} – stopień zużycia „i" elementu wyrażony w procentach,
n – liczba ocenianych elementów budynku.

Rys. 11. Uszkodzenia budynku wielkopłytowego w postaci nadmiernego zawilgocenia ścian loggi

Wartości względne elementu budynku U_i (tzw. wagi) należy ustalić oddzielnie dla różnych budynków w ramach rozważanych systemów. Ustalenie stopnia zużycia elementu S_{ei} powinno być domeną rzeczoznawców budowlanych i rezultatem oględzin, badań i pomiarów, czyli wynikać

z dokonanej diagnostyki technicznej obiektu budowlanego. Bardzo pomocnym materiałem (źródłem) byłby specjalnie opracowany poradnik zawierający między innymi różne kryteria służące do bardziej obiektywnego określania zużycia elementów rozważanego budynku.

Ostatecznie można dokonać następującej syntezy zaproponowanego wyżej sposobu oceny stanu techniczno – użytkowego budynku:

- I metoda – model dekompozycyjny, wyróżniający trzy parametry, tj.:
  - S_z – stopień zużycia technicznego, %
  - S_f –stopień zużycia funkcjonalnego, %
  - S_s – stopień zużycia środowiskowego, %
- II metoda - model zintegrowany, wyróżniający jeden parametr nazywany zintegrowanym współczynnikiem charakteryzującym stan techniczno – użytkowy budynku lub parametrem opisującym względną wartość użytkową budynku, S:

$$S = w_z S_z + w_f S_f + w_s S_s \,, \tag{2}$$

gdzie: w_z, w_f, w_s oznaczają wagi odnoszące się odpowiednio do zużycia technicznego, zużycia funkcjonalnego i zużycia środowiskowego, przy czym spełniony powinien być warunek

$$w_z + w_f + w_s = 1. \tag{3}$$

Niezależnie od przyjętej metody syntezy należy ustalić pewne wartości graniczne (S_z, S_f, S_s, S) oraz wagi (w_s, w_f, w_s). Jest to ważny element do ustalenia. Poniżej, w tabeli 1 przedstawia się przykładowy sposób ustalenia zużycia technicznego budynku.

Tabela 1. Obliczanie stopnia zużycia budynku wielkopłytowego

L.p.	Elementy składowe budynku	Wartość względna elementu budynku U_i [%]	Zużycie elementu budynku S_{ei} [%]	Średnioważone zużycie elementu budynku $\frac{U_i \cdot S_{ei}}{100}$ [%]
1.	Fundamenty			
2.	Ściany zewnętrzne			
3.	Ściany wewnętrzne nośne			
4.	Stropy			
5.	Schody			
6.	Dach			
7.	Ścianki działowe			
8.	Stolarka			
9.	Tynki			
10.	Powłoki malarskie			
11.	Instalacje			
12.	Pozostałe, inne			
Razem		100	–	S_z =

6. O DIAGNOSTYCE BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH

W trakcie normalnej eksploatacji budynków, przeprowadza się zgodnie z obowiązującym prawem okresowe przeglądy oraz niezależnie od tego ocenę techniczną w przypadkach awarii, zagrożenia bezpieczeństwa, remontu, modernizacji itp. Przeprowadzoną diagnostykę budowlaną przedstawia się zwykle w postaci opracowania nazywanego ekspertyzą obiektu budowlanego. Na ogół ekspertyza budowlana powinna składać się z czterech podstawowych części:

- określenie faktycznego stanu budynku, a więc jego wymiarów, właściwości zastosowanych materiałów, występujących zjawisk niekorzystnie wpływających na obiekt (zwłaszcza na konstrukcję) oraz stanu zachowania konstrukcji (odkształceń, zarysowań itp.);
- określenie przyczyn występujących zjawisk na podstawie pomiarów, badań in situ, badań laboratoryjnych, analiz teoretycznych i symulacji obliczeniowych;
- analiza statyczna konstrukcji obiektu;
- określenie wniosków dotyczących bezpiecznego użytkowania, trwałości, niezawodności z jednoczesnym określeniem sposobu usunięcia wad, uszkodzeń, wykonania wzmocnień, modernizacji itp.

Ogólnie można stwierdzić, że diagnostyka budowlana oznacza rozpoznanie stanu obiektu budowlanego i jego tendencji rozwojowych (ewolucji) na podstawie stwierdzonych objawów (symptomów) i wiedzy odnoszącej się do ogólnych praw i zjawisk. W diagnostyce budowlanej można wyróżnić następujące, kolejne etapy:

- diagnoza – określenie aktualnego stanu technicznego;
- geneza – określenie przyczyn prowadzących do aktualnego stanu technicznego;
- prognoza – określenie przebiegu zachodzących zmian w czasie.

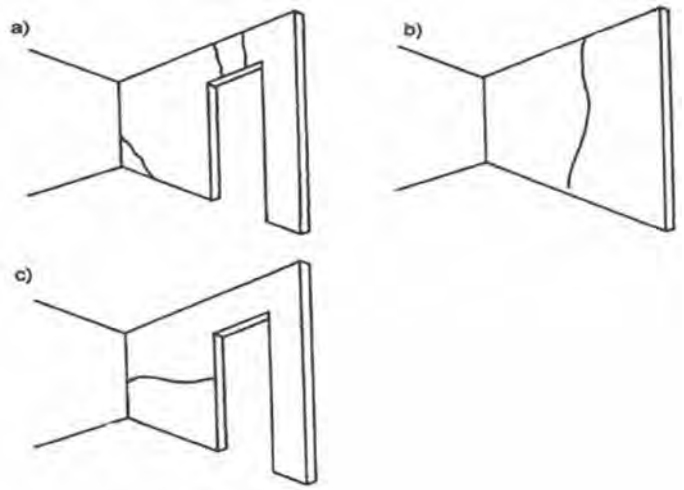
Przy zapewnieniu bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielkopłytowych należy mieć na względzie:

- specyfikę konstrukcji budynków, tutaj wielkopłytowych;
- wymagania formalno – prawne i normowe;
- specyficzne elementy wpływające na ocenę bezpieczeństwa konstrukcji budynku i jego niezawodność, trwałość itp.;
- zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji.

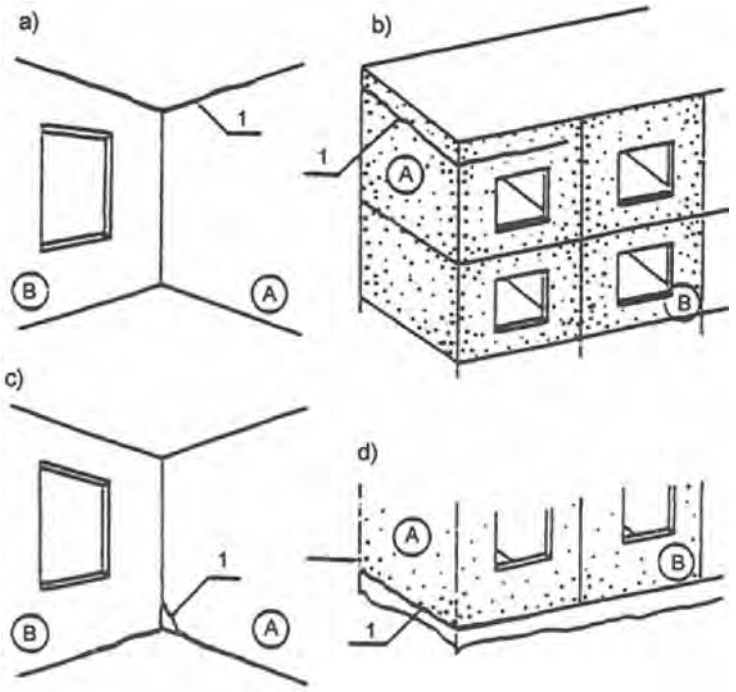
Ogólnie metody diagnostyczne stosowane w budownictwie szeroko pojętym można podzielić następująco:

- oględziny, pomiary i badania in situ nie wymagające odkrywek itp.;
- badania laboratoryjne próbek pobranych z konstrukcji budynku, np. betonu, stali zbrojeniowej, termoizolacji;
- badania nieniszczące, np. dotyczące termoizolacyjności przegród (zwłaszcza ścian zewnętrznych), stanu złączy, destrukcji strukturalnej, poziomu zawilgocenia i zasolenia itd.

Biorąc pod uwagę fakt, że rozważane budynki wielkopłytowe są użytkowane, bardzo ważnym zadaniem jest, aby szczególnie intensywnie rozwijać i stosować metody nieniszczące (nieinwazyjne).



Rys. 12. Rysy w płytach ściennych spowodowane uszkodzeniami płyt w czasie produkcji lub transportu [2] a) w narożu i w nadprożu, b) rysa pionowa, c) rysa pozioma



Rys. 13. Rysy poziome w złączu poziomym między ścianą a stropem, spowodowane różnicą temperatur nad i pod stropem [2] a) pod słabo ocieplonym stropodachem (wewnątrz pomieszczenia), b) na ścianie zewnętrznej, c) nad podłogą w budynku niepodpiwniczonym (wewnątrz pomieszczenia), d) na ścianie zewnętrznej (1- rysa, A- ściana szczytowa, B- ściana podłużna)

7. WYNIKI PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

W niniejszej pracy przedstawia się wyniki badań stanu technicznego ścian budynku wielkopłytowego wybudowanego w Systemie Szczecińskim. Budynek mieszkalny (rys. 14) składa się z trzech oddylatowanych segmentów ustawionych względem siebie pod kątem 90° (segment południowy – 5 kondygnacji oraz segmenty wschodni i północny – 4 kondygnacje).

Budynek ma ocieplone jedynie ściany szczytowe, stąd możliwe były oględziny podłużnych ścian zewnętrznych w celu ustalenia ich uszkodzeń. Przeprowadzono także szereg badań nieniszczących (np. ustalenie rozstawu zbrojenia w płytach i badanie wytrzymałości betonu płyt).

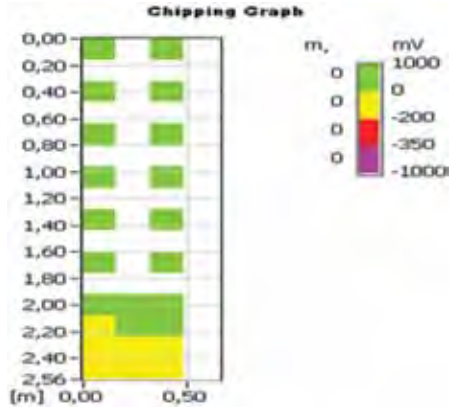
Tabela 2. Kryterium zagrożenia korozyjnego zbrojenia w betonie [13]

Kryteria oceny potencjału stacjonarnego zbrojenia, mV	Prawdopodobieństwo wystąpienia korozji zbrojenia
$E_{st} < -350$	95%
$-350 \leq E_{st} \leq -200$	50%
$-200 < E_{st}$	5%

W pracy przedstawiono wyniki jednego z badań nieniszczących, dotyczącego ustalenia prawdopodobieństwa występowania korozji zbrojenia w płytowych elementach ściennych. Wykorzystano w tym celu metodę elektrochemiczną. Do uzyskania mapy zniszczenia, konieczne jest przyjęcie potencjałów granicznych, co przedstawiono w szczególności w tabeli 2.

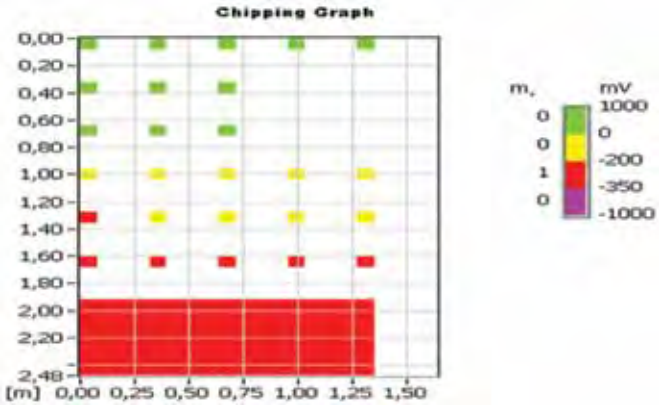
Rys. 14. Widok na elewację południową badanego budynku

Badanie wykonano dla kilkunastu ścian. Najciekawsze wyniki pomiarów przedstawiono poniżej w postaci map zniszczenia.



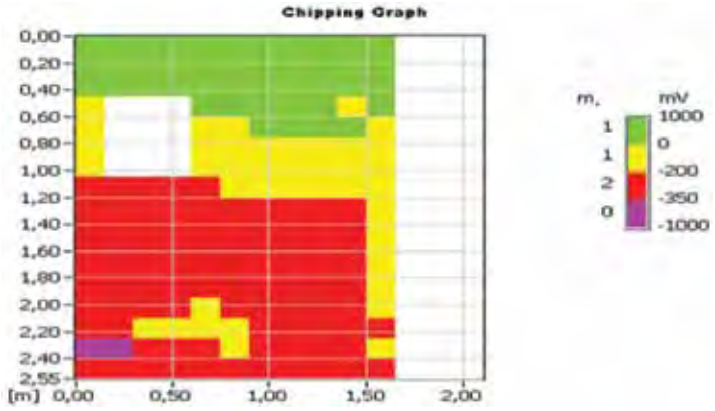
Rys. 15. Mapa zniszczenia dla węzła ścian wewnętrznych piwnic

Analizując mapy i wykresy otrzymane po badaniu węzła ścian wewnętrznych piwnic (rys. 15) można zauważyć, że do wysokości około 50 cm (obszary żółte) uzyskano wyniki świadczące o tym, że w tym obszarze istnieje 5% prawdopodobieństwo wystąpienia korozji w zbrojeniu. Przyczyną wystąpienia takich obszarów (kolor żółty) może być kontakt analizowanej ściany z posadzką na gruncie. W pozostałym obszarze, na którym wykonywano pomiary nie stwierdzono ryzyka pojawienia się korozji w zbrojeniu.



Rys. 16. Mapa zniszczenia dla ściany S4

Analizując mapy i wykresy otrzymane po badaniu ściany zewnętrznej nośnej w piwnicy (rys. 16) można zauważyć, że do wysokości około 1,25 m (obszary czerwone) uzyskano wyniki świadczące, że w tych miejscach istnieje 50% prawdopodobieństwo wystąpienia korozji w zbrojeniu. Natomiast od wysokości 1,50 m do 1,80 m nad posadzką (kolor żółty), prawdopodobieństwo to wynosi tylko 5%. Przyczyną wystąpienia obszarów zagrożonych korozją (kolor czerwony) może być kontakt analizowanej ściany z gruntem zalegającym za ścianą i nieodpowiednie wykonanie izolacji przeciwwilgociowej tej ściany. Na pozostałym analizowanym obszarze nie ma ryzyka pojawienia się korozji w zbrojeniu płyt ściany zewnętrznej.



Rys. 17. Mapa zniszczenia dla ściany S5

Analizując mapy i wykresy otrzymane po badaniu ściany zewnętrznej nośnej (rys. 17) można zauważyć, że do wysokości około 1,60 m (obszary czerwone) uzyskano wyniki świadczące o tym, że w tych miejscach istnieje 50% prawdopodobieństwo wystąpienia korozji w zbrojeniu. Natomiast od wysokości 1,60 m do wysokości 2,10 m nad posadzką (kolor żółty) prawdopodobieństwo to wynosi tylko 5%. Przyczyną wystąpienia obszarów zagrożonych (kolor czerwony) może być kontakt analizowanej ściany z gruntem zalegającym za ścianą. Na pozostałym analizowanym obszarze nie ma ryzyka pojawienia się korozji w zbrojeniu. Niski poziom prawdopodobieństwa oznacza, że stan złączy i zbrojenia płyt ściennych z punktu widzenia zaawansowania korozyjnego jest dobry.

8. WNIOSKI KOŃCOWE

Obiekty budowlane wielkopłytowe wymagają szczególnej oceny technicznej w celu stwierdzenia ich obiektywnej przydatności do użytkowania. Oprócz wizji lokalnej podczas oceny obiektu należy wykonać szereg badań i pomiarów, które ułatwią podjęcie decyzji o końcowej ocenie przedmiotowego budynku. Na tej podstawie można podjąć działania zapobiegające spadkowi jego trwałości i zdatności do dalszego użytkowania.

Odpowiednia diagnostyka techniczna budynków wielkopłytowych pozwoli na lepsze, dokładniejsze opracowanie programu rewitalizacji tego typu obiektów. W tym celu należy wykonać badania na reprezentatywnej grupie wielorodzinnych budynków wielkopłytowych.

Biorąc powyższe pod uwagę racjonalnym wydaje się następujące postępowanie dotyczące budynków wielkopłytowych, które powinno być w szczególności zadaniem dla szczebla centralnego (rządowego):

- opracowanie procedur diagnostycznych budynków wielkopłytowych z wykorzystaniem przede wszystkim metod nieniszczących (nieinwazyjnych);
- opracowanie procedury określania stopnia zużycia charakteryzującego stan techniczno – użytkowy oraz wskaźnika bezpieczeństwa i niezawodności konstrukcji;
- opracowanie systemów technologicznych wzmocnienia, napraw, modernizacji, renowacji i przebudowy (rewitalizacji);
- stworzenie systemu dotacji i preferencyjnego kredytowania rewitalizacji budynków (osiedli) wielkopłytowych.

Literatura

[1] Dzierżewicz Z.: Starosolski W.: *Systemy budownictwa wielkopłytowego w Polsce w latach 1970-1985. Przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych*. Oficyna a Wolters Kluwer Polska Sp. z o. o., Warszawa 2010.

[2] Lewicki B. i inni: *Budynki wznoszone metodami uprzemysłowionymi*. Arkady, Warszawa 1979.

[3] Runkiewicz W.: *Błędy i uszkodzenia w budownictwie wielkopłytowym. Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie*. WEKA, Warszawa 2000.

[4] Biliński T., Gaczek W.: *Systemy uprzemysłowionego budownictwa ogólnego*. PWN, Warszawa 1982.

[5] Hoła J., Schabowicz K.: *Nieniszcząca diagnostyka obiektów budowlanych. Przegląd wybranych najnowszych metod z przykładami zastosowań*. 56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz KN PZITB, Kielce-Krynica 2010, s. 189÷214.

[6] Basista A.: *Betonowe dziedzictwo. Architektura w Polsce czasów komunizmu*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Kraków 2001.

[7] Dokumentacja konstrukcyjna systemu Wk-70. Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego. Warszawa 1980-1982.

[8] Pyrak S., *Konstrukcje z betonu, cz. 2. Elementy i ustroje*. Wydawnictwa Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa, 1979.

[9] Drobiec Ł.: *Lokalizacja zbrojenia w konstrukcji*, Konferencja Szkoleniowa „Konstrukcje murowe żelbetowe – projektowanie, diagnostyka, naprawa", Poznań, 2010.

[10] Runkiewicz L.: *Tendencje rozwojowe badań nieniszczących w budownictwie*. 32 Krajowa Konferencja Badań Nieniszczących, Międzyzdroje, 2003.

[11] Madury H. i in.: *Pomiary termowizyjne w praktyce*, Agenda Wydawnicza PAK, Warszawa, 2004

[12] Pichniarczyk P.: Zduniewicz T.: *Wykorzystanie w budownictwie metody termowizji w podczerwieni*, Izolacje, 7/8/2010.

[13] Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom. 2*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2011.

[14] Weigler H., Schaefer H. G., Hasse E.: *Zur Tragfaehigkeit von Wand-Decken-Knoten im Grosstafelbau*, Erschienen in: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses fuer Stahlbeton; Bau- und Wohnforschung, Fraunhofer IRB Verlag, 1980.

[15] Mettke A.: *Tagungsband Alte Platte - Neues Design - Die Platte lebt*, Fachtagung 16./17. 02.2005 an der BTU Cottbus, 2005, s. 196.

[16] Adami K.: *Beitrag zur physikalisch nichtlinearen Analyse von Aussteifungssystemen mit Methoden der mathematischen Optimierung*, Dissertation, Bauhaus Universität Weimar, 2004, s. 132.

ON THE DEMAND OF CONDITION EVALUATION AND REVITALIZATION OF LARGE-PANEL PREFABRICATED BUILDINGS

Leonard RUNKIEWICZ[1]
Barbara SZUDROWICZ[2]
Halina PREJZNER[3]
Robert GERYŁO[4]
Jarosław SZULC[5]
Jan SIECZKOWSKI[6]

DIAGNOSTYKA I MODERNIZACJA BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono wyniki wieloletniej działalności ITB w zakresie budownictwa wielkopłytowego, publikowanych [1] w serii: Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe (zeszyty 1÷12) oraz w artykułach i referatach na konferencjach naukowo-technicznych. Przedstawiono metody oceny stanu technicznego budynków w aspekcie wymagań bezpieczeństwa konstrukcji oraz właściwości akustycznych, izolacyjnych i higieniczno-zdrowotnych. Z uwagi na różnorodność istniejących budynków mieszkalnych, a także wysokie oczekiwania użytkowników zaprezentowano możliwości modernizacyjne budynków wielkopłytowych, również w zakresie ingerencji w ustroje konstrukcyjne. Referat stanowi merytoryczną i multidyscyplinarną polemikę z nieuprawnionymi poglądami o hipotetycznym zagrożeniu bezpieczeństwa budynków wielkopłytowych.

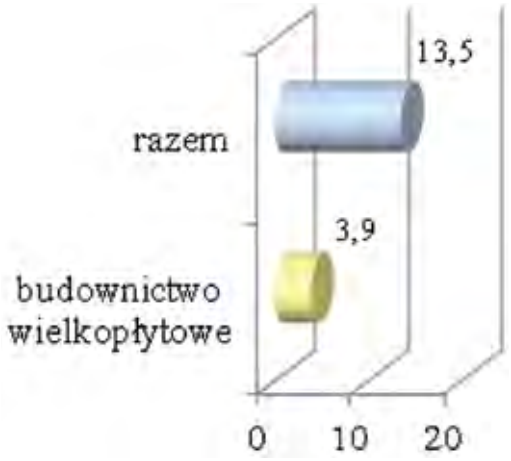
SŁOWA KLUCZOWE: budynki wielkopłytowe, diagnostyka, modernizacja, właściwości akustyczne, izolacyjność, zdrowie i higiena życia

[1] prof. dr hab. inż., l.runkiewicz@itb.pl, Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych
[2] dr hab. inż., prof. ITB, b.szudrowicz@itb.pl, Zakład Akustyki
[3] dr inż., h.prejzner@itb.pl, Zakład Fizyki Cieplnej, Instalacji Sanitarnych i Środowiska
[4] dr inż., r.geryło@itb.pl, Zakład Fizyki Cieplnej, Instalacji Sanitarnych i Środowiska
[5] dr inż., j.szulc@itb.pl, Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych
[6] mgr inż., j.sieczkowski@itb.pl, Dział Upowszechniania Wiedzy
Instytut Techniki Budowlanej

1. WPROWADZENIE

Problem bezpieczeństwa i komfortu użytkowania budowli wznoszonych w technologii prefabrykowanej z żelbetowych elementów wielkowymiarowych stanowi w chwili obecnej temat dyskusji wielu środowisk (np. [2]), nagłaśniany jest również w środkach masowego przekazu, nierzadko bez wskazania wiarygodnych źródeł merytorycznych.

Zainteresowanie problematyką „wielkiej płyty" jest uzasadnione z uwagi na znaczny, ok. 30% udział tego typu budownictwa [3] w zasobach mieszkaniowych Polski (rys. 1) oraz aktualne wymagania normowe, według których wszystkie budynki mieszkalne powinny spełniać kryterium projektowego okresu użytkowania 50 lat. Okres ten nie jest wprawdzie [4] równoważny z „okresem życia", stanowi jednak genezę pojawienia się wątpliwości w sprawie bezpieczeństwa użytkowania tych obiektów budowlanych. Wieloletnie obserwacje i działania diagnostyczne prowadzone przez środowiska inżynierskie pozwoliły na dostrzeżenie szeregu nieprawidłowości [5] powstałych w różnych fazach procesów inwestycyjnych związanych z tym budownictwem wielkowymiarowym, obniżających wprawdzie komfort użytkowania mieszkań, ale nie mających istotnego wpływu (w zdecydowanej większości przypadków) na poziom bezpieczeństwa tych budynków.



Rys. 1. Udział budynków wielkopłytowych [mln mieszkań] w Polsce w roku 2011 [3]

W latach 80-tych ubiegłego wieku funkcjonowało w Polsce, w wyniku realizacji programu rządowego, ponad 150 wytwórni prefabrykatów wielkopłytowych [6]. Zmiany, jakie zaszły w gospodarce od początku lat 90-tych, a także gwałtowny napływ nowych technologii spowodowały zanik budownictwa wielkopłytowego. Większość „fabryk domów" została zlikwidowana, a tylko część z nich pozostała na rynku po przejściu szerokich zmian modernizacyjnych

Obiegowa negatywna ocena jakości budynków wielkopłytowych wynika ze stosowanych rozwiązań funkcjonalno-użytkowych budynków i mieszkań, będących skutkiem obowiązującego w czasach PRL tzw. normatywu projektowania, W odniesieniu do „wielkiej płyty" dostrzega się również niedostateczną jakość wykonawstwa oraz zastosowanych materiałów i wyrobów budowlanych, w szczególności wykończeniowych i instalacyjnych [5].

2. SPECYFIKA BUDOWNICTWA WIELKOPŁYTOWEGO

Podstawową regułą przy projektowaniu budynków wielkopłytowych było nadanie im odpowiedniej sztywności przestrzennej za pomocą ścian poprzecznych i podłużnych, przechodzących przez całą wysokość budynku oraz z reguły monolityczną część podziemną. Stropy traktowane jako sztywne przepony poziome stanowiły o niezmienności konturu przekroju poziomego konstrukcji budynku przy jej odkształceniach. Dodatkowo, ściany zewnętrzne dzięki znacznej sztywności na odkształcenia w swojej płaszczyźnie stanowiły element przeciwdziałający skręcaniu ustroju przestrzennego budynku przy zginaniu.

Charakterystyczną cechą konstrukcji budynków wielkopłytowych jest obecność w tarczach stropowych i ściennych złączy monolitycznych między prefabrykowanymi elementami, wskazujących miejsca potencjalnego zarysowania.

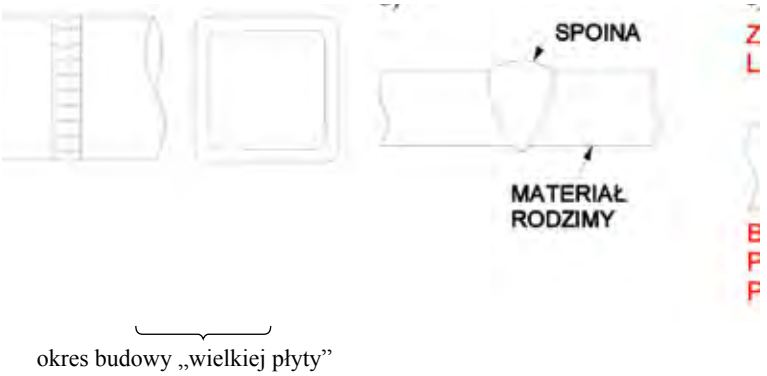
Złącza te stanowią miejsca zmiany właściwości wytrzymałościowych tarczy, w których koncentrują się jej odkształcenia spowodowane przez siły wewnętrzne wywołane oddziaływaniami zewnętrznymi na konstrukcję, a także przez skurcz betonu i zmiany temperatury. Siły ściskające zarówno prostopadłe jak i równoległe do płaszczyzny złącza powodują powstawanie rys w złączu. Na ukształtowanie i szerokość rys wpływa również, poza intensywnością oddziaływań, których wynikiem są występujące w konstrukcji siły wewnętrzne, efektywność zbrojenia zapewniającego spójność przestrzenną budynku, czyli zbrojenia obwodowego (wieńców), obiegającego ściany konstrukcyjne w poziomie stropów oraz zbrojenie podporowe stropów, zakotwione w tych wieńcach lub przechodzące z jednego przęsła stropu na drugie. Wieńce i zbrojenie podporowe łączą prefabrykowane płyty w tarcze stropowe i ścienne zapewniając tym samym spójność przestrzenną budynków. Elementy te spełniają również istotną rolę w powstawaniu wtórnego ustroju nośnego nad ewentualnie uszkodzoną częścią budynku oraz w wyrównywaniu odkształceń w styku ścian różnie obciążonych, a także w przejmowaniu sił rozciągających, wywołanych w ścianie przez nierównomierne osiadanie budynku.

Wiele problemów związanych z bezpieczeństwem użytkowania budynków wzniesionych w technologii wielkopłytowej związanych jest z trójwarstwowymi prefabrykatami ścian zewnętrznych. Problemy te, często o charakterze losowym, wynikają zarówno z technologii produkcji (jakości zastosowanych materiałów, niedotrzymywania reżimów produkcyjnych), transportu (uszkodzenia krawędzi, zarysowania, spękania warstwy fakturowej), nieprawidłowego montażu (wychylenie i przemieszczenia prefabrykatów), czasem także niewłaściwej eksploatacji (brak konserwacji i naprawy uszkodzeń umożliwiających penetrację wilgoci, obniżenie właściwości izolacyjnych wynikających z zawilgocenia, odspajanie się warstwy fakturowej). Uszkodzenia płyt, szczególnie ich warstw fakturowych, powinny być inwentaryzowane i analizowane przy realizacji obowiązkowych przeglądów okresowych [7], [8] wymaganych przez ustawę *Prawo budowlane* i/lub przed podjęciem decyzji o dociepleniu budynku.

Problematyka warstwowych ścian zewnętrznych była już wielokrotnie przedmiotem wielu publikacji w literaturze technicznej, np. [9], [10].

Współczesne wymagania w zakresie izolacyjności cieplnej budynków i ich przegród są znacznie ostrzejsze niż w okresie wznoszenia budynków wielkopłytowych. Historię zmian dopuszczalnych wartości współczynników przenikania ciepła pokazano na rys. 2. Wymagania obowiązujące od 1 stycznia 2014 r., a odnoszące się bezpośrednio do przebudowy (zmiany parametrów użytkowych lub technicznych) przegród budynków będą w 2017 i 2021 r. jeszcze bardziej zaostrzone [11]. Docelowe dopuszczalne wartości współczynników (w 2021 r.) będą około sześciokrotnie niższe niż te, które obowiązywały w latach wznoszenia pierwszych budynków

wielkopłytowych. Zapowiedź zwiększenia wymagań w tym zakresie spowodowała, że część zarządców i właścicieli nieruchomości przeprowadza obecnie ponowne (wielokrotne) docieplenia budynków już poddanych termomodernizacji szczególnie, gdy polegała ona na zastosowaniu cienkich, kilkucentymetrowych warstw izolacji cieplnej.



Rys. 2. Wymagane i planowane wartości współczynnika przenikania ciepła ścian i dachów/stropodachów w kolejnych wydaniach norm i przepisów krajowych

Ochrona budynków wielkopłytowych (oraz innych) przed hałasem i drganiami polega na rozwiązaniach zabezpieczających przed:

- przenikaniem do budynku hałasów zewnętrznych (np. komunikacyjnych),
- występowaniem w budynku hałasów pochodzących od źródeł wewnętrznych stanowiących techniczne wyposażenie budynku,
- rozprzestrzenianiem się w budynku hałasów bytowych związanych z użytkowaniem budynku zgodnie z jego przeznaczeniem (dotyczy to wzajemnego odizolowania pod względem akustycznym jednostek funkcjonalnych, jakimi w budynku mieszkalnym są poszczególne mieszkania oraz pomieszczenia komunikacji ogólnej np. klatki schodowe, korytarze ogólne, a także określone pomieszczenia w obrębie jednego mieszkania),
- drganiami pochodzącymi od źródeł zewnętrznych (np. od tras komunikacyjnych), jak i wewnętrznych (np. od wyposażenia technicznego budynku), stwarzających dyskomfort dla użytkowników budynku.

Powyższy zakres ochrony akustycznej uwzględniony jest w przepisach budowlanych poprzez określenie wymagań odnośnie parametrów akustycznych budynku. Wymagania te są niezależne od konstrukcji budynku, wynikają bowiem z potrzeb użytkowników budynku. Stopień uzyskanej ochrony akustycznej zależy natomiast od układów funkcjonalnych budynku, zastosowanych rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych i instalacyjnych, od usytuowania budynku w stosunku do źródeł hałasów zewnętrznych, a także w znacznym stopniu, od jakości zastosowanych wyrobów budowlanych i instalacyjnych oraz jakości wykonawstwa całego obiektu. Nie bez znaczenia jest także właściwa konserwacja obiektu w trakcie jego użytkowania.

Na przestrzeni lat obejmujących rozwój budownictwa wielkopłytowego aż do okresu obecnego zakres wymagań akustycznych nie uległ istotnym zmianom, natomiast częściowo został zmieniony poziom wymagań, sposób ich formułowania stosownie do aktualnego w danym okresie stanu wiedzy.

Istotnym problemem akustycznym w budynkach wielkopłytowych są piony instalacji występujące wewnątrz mieszkań. Dotyczy to zarówno pionów centralnego ogrzewania jak i kanałów do prowadzenia pionów instalacji wodociągowej i kanalizacyjnej w obrębie kuchni i pomieszczeń sanitarnych, jak i pionów instalacji elektrycznych prowadzonych w specjalnych elementach prefabrykowanych (blokach otworowych, korytkach) zlokalizowanych w przedpokoju. Rozwiązania te powodują znaczne obniżenie izolacyjności akustycznej między mieszkaniami usytuowanymi w jednym pionie, nawet o ponad 10 dB. Całkowite usunięcie tego rodzaju mankamentów budynków wielkopłytowych jest trudne, ale możliwe przez zastosowanie odpowiednich zabezpieczeń akustycznych [12].

Z uwagi na okres realizacji budynków wielkopłytowych i ówczesne możliwości rynku materiałów i wyrobów budowlanych istotnym elementem współczesnych działań diagnostycznych stały się również zagadnienia zdrowotno-higieniczne (w tym ochrona środowiska).

3. DIAGNOSTYKA BUDOWNICTWA WIELKOPŁYTOWEGO

Konieczność działań diagnostycznych budynków wielkopłytowych wynika z przepisów o utrzymaniu obiektów budowlanych i ich okresowych kontrolach zawartych w art. 61, 62 *Prawa budowlanego* [7], zmian wymagań normowych oraz pojawiających się incydentalnie wątpliwości użytkowników budynków w zakresie stanu technicznego zamieszkałych budynków (rys. 3).

3.1. Elementy ustroju konstrukcyjnego

Dokonując oceny stanu technicznego i bezpieczeństwa konstrukcji użytkowanych budynków wielkopłytowych należy stwierdzić czy:

- obiekt spełnia wymagania formalne sformułowane w obowiązujących przepisach,
- aktualny stan techniczny budynku nie odbiega zasadniczo od przyjętych rozwiązań projektowych.

Obecnie każdy budynek musi spełniać, wynikające z [7], [8], wymaganie podstawowe „bezpieczeństwo konstrukcji" uszczegółowione w *rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* [11]. Według tego wymagania, w prawidłowo zaprojektowanym, wykonanym i użytkowanym budynku, obciążenia na niego działające nie mogą doprowadzić do:

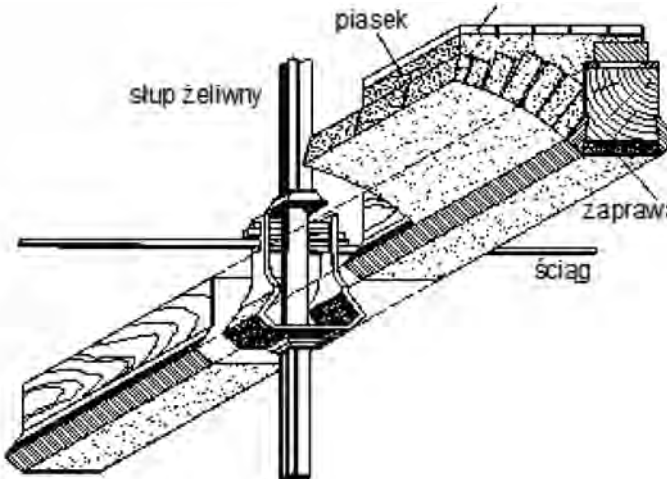
- zniszczenia całości lub części budynku,
- przemieszczeń i odkształceń o niedopuszczalnej wielkości,
- uszkodzenia części budynku, połączeń lub zainstalowanego wyposażenia w wyniku znacznych przemieszczeń elementów konstrukcji,
- zniszczenia na skutek wypadku w stopniu nieproporcjonalnym do jego przyczyny.

Warunek bezpieczeństwa uznaje się za spełniony jeżeli ustrój nośny budynku spełnia wymagania norm polskich dotyczących projektowania i obliczania konstrukcji.

Kolejnym elementem oceny technicznej budynku przed przystąpieniem do jego modernizacji jest stwierdzenie, że nie zostały przekroczone stany graniczne przydatności do użytkowania.

Oznacza to, że w konstrukcji budynku nie występują:

- lokalne uszkodzenia, w tym rysy, które mogą ujemnie wpływać na przydatność użytkową, trwałość oraz wygląd konstrukcji i jej części,
- odkształcenia i przemieszczenia ujemnie wpływające na wygląd konstrukcji i jej przydatność użytkową.



Rys. 3. Przykład wielkopłytowego budynku mieszkalnego /fot. J. Szulc/

Dokonując oceny technicznej konstrukcji budynku wielkopłytowego z reguły spotyka się występujące w nim zarysowania o zróżnicowanym charakterze:

- rysy powierzchniowe: w złączach między prefabrykatami ściennymi i/lub stropowymi, o szerokości rozwarcia poniżej 1,0 mm (ich obecność nie ma związku z bezpieczeństwem konstrukcji),
- rysy lokalne: w złączach prefabrykatów ściennych, a także w samych prefabrykatach, przechodzące przez całą szerokość złącza, ale ograniczone zasięgiem do jednej kondygnacji, szerokość rozwarcia do 3,0 mm (ocena skutków zjawiska powinna być dokonana przez rzeczoznawcę budowlanego),
- rysy strukturalne: w złączach lub prefabrykatach ściennych, sięgające przez całą grubość ściany, przechodzące z kondygnacji na kondygnacje i łączące się z rysami poziomymi w ścianie pod stropem o szerokości rozwarcia większej od 3,0 mm (występowa-nie takich rys w budynku wymaga podjęcia środków zaradczych zapewniających bezpieczeństwo konstrukcji).

Przy ocenie diagnostycznej budynków wielkopłytowych lub ich przeglądach technicznych stosuje się, oprócz oceny wizualnej, wiele różnych metod badawczych z wykorzystaniem specjalistycznej aparatury. Preferowane są, z uwagi na dokonywanie ocen w użytkowanych budynkach, metody nieniszczące (sklerometryczne, akustyczne, elektromagnetyczne, elektryczne i radiologiczne i in.), które zwykle dają jedynie przybliżony, ale wystarczający obraz występujących uszkodzeń i destrukcji materiałowej (np. [1], [13], [14]). Stosowane są też nowe specjalne metody nieniszczące do oceny zbrojenia zarówno w elementach jak i węzłach (wieńcach) oraz zewnętrznych płytach warstwowych.

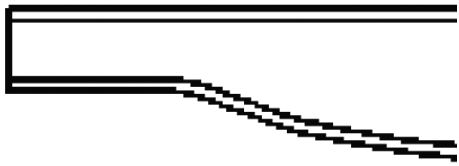
Przy ocenie stanu technicznego konstrukcji budynków jednym z elementów oceny jest sprawdzenie zabezpieczenia konstrukcji przed skutkami obciążeń wyjątkowych (np. uderzenia ciężkiego przedmiotu w budynek lub wybuch w jego pomieszczeniach). Wiąże się to z tym, że konstrukcje wielkopłytowe z uwagi na ich mniejszy stopień zmonolityzowania, ograniczoną zdolność do redystrybucji sił wewnętrznych oraz występowanie elementów wolnopodpartych, mogą mieć większą podatność na katastrofę postępującą w wyniku wybuchu.

Podobnie, w przypadku budynków zlokalizowanych na terenach szkód górniczych - obszary Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (GZW) i Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (LGOM), gdzie w ostatnich latach dochodziło do występowania deformacji podłoża czy wstrząsów sejsmicznych o wartościach dalece przekraczających założenia projektowe budynków wielkopłytowych, aspekt zwiększonych oddziaływań powinien być uwzględniony w ocenach diagnostycznych.

3.2. Izolacyjność cieplna

Z uwagi na sposób zapewnienia izolacyjności cieplnej, ściany zewnętrzne w budynkach wielkopłytowych można podzielić na:

- jednowarstwowe, wykonane np. z elementów keramzytobetonowych (system szczeciński),
- trójwarstwowe, z wewnętrzną warstwą izolacji cieplnej z wełny mineralnej lub styropianu (np. systemy W-70, Wk-70, OWT-67, OWT-75).



Rys. 4. Przykład termomodernizacji wielkopłytowego budynku mieszkalnego /fot. J.Szulc/

Według założeń projektowych (funkcjonujących w okresie wznoszenia „wielkiej płyty") ściany jednowarstwowe miały charakteryzować się współczynnikiem przenikania ciepła około 1,2, a trójwarstwowe około 0,7 W/(m^2×K). Badania izolacyjności cieplnej ścian budynków wielkopłytowych wykazały, że rzeczywiste wartości są niższe od 0,3÷0,5 (w przegrodach jednowarstwowych) do 0,2 W/(m^2×K) (w przegrodach trójwarstwowych). Głównymi przyczynami pogorszenia ich izolacyjności cieplnej było stosowanie betonów o zwiększonej gęstości oraz różne niedokładności wykonania lub uszkodzenia warstwy izolacji cieplnej (rys. 4).

Podane wartości nie uwzględniają wpływu mostków cieplnych w połączeniach i węzłach konstrukcyjnych w obudowie. Miejscami o najniższej izolacyjności były połączenia ścian szczytowych i podłużnych ze stropem nad piwnicą, złącza pionowe ścian ze ścianami logii i płytami

balkonowymi, złącza pionowe ścian szczytowych z podłużnymi, gdzie nie stosowano izolacji cieplnej lub montowano wkładki styropianowe o grubości zaledwie 2 cm. Dodatek do współczynnika przenikania ciepła ścian wynikający z uwzględnienia wpływu mostków cieplnych w różnych systemach wielkopłytowych wynosi około 0,2÷0,3 W/(m^2×K).

Szczegółowe rozpoznanie właściwości cieplnych poszczególnych części obudowy przeprowadza się na podstawie wyników badań metodą termowizyjną, a badania oporu cieplnego przegrody metodą wykorzystującą mierniki gęstości strumienia ciepła.

Niska izolacyjność cieplna połączeń i węzłów konstrukcyjnych powoduje nie tylko występowanie zwiększonych strat ciepła, ale również niskich wartości temperatury wewnętrznej powierzchni obudowy. Dotychczasowe badania prowadzone w ITB (np. [1]) wykazały, że w budynkach wielkopłytowych zjawisko to występuje głównie w wyżej wymienionych połączeniach narożnych przegród oraz przy ramach okien i drzwi balkonowych. W miejscach tych bezwymiarowa wartość temperatury powierzchni wynosi od około 0,66 do 0,70, czyli poniższej minimalnej dopuszczalnej w budynkach mieszkalnych wartości, którą w aktualnych przepisach przyjęto równą 0,72. W pomieszczeniach, w których intensywność wentylacji nie jest dostosowywana przez lokatorów do emisji wilgoci, prowadzi to na ogół do występowania powierzchniowej kondensacji powierzchniowej pary wodnej oraz rozwoju zagrzybienia.

Szczególne zagadnienia związane ze stosowaniem docieplеń dotyczą stanu wilgotnościowego przegród. Wnioski w tym zakresie, określone na podstawie analiz stosowania złożonych systemów izolacji cieplnej ścian o różnych właściwościach cieplno-wilgotnościowych zastosowanych materiałów, zamieszczono w [15]. Rozpoznanie stanu przegród w tym zakresie ma szczególne znaczenie w przypadku warstwowych ścian budynków wielkopłytowych, w których istotne jest określenie warunków cieplno-wilgotnościowych w jakich znajdują się międzywarstwowe łączniki metalowe.

Do ścian jednorodnych stosowane są różnego rodzaju wilgotnościomierze lub badania laboratoryjne na odwiertach pobranych z elementów.

3.3. Właściwości akustyczne

Diagnostyka akustyczna budynku mieszkalnego polega na ocenie właściwości akustycznych budynku w odniesieniu do parametrów objętych wymaganiami akustycznymi. Są nimi:

- izolacyjność akustyczna ścian międzymieszkaniowych i ścian działowych (szczególnie ścian między pokojami i pomieszczeniami sanitarnymi), ścian zewnętrznych (wraz z oknami), stropów oraz drzwi wejściowych do mieszkań,
- poziomy hałasów w mieszkaniach pochodzących od wyposażenia technicznego budynków oraz przenikających z pomieszczeń usługowych,
- izolacyjność akustyczna mieszkań w stosunku do pomieszczeń technicznych i usługowych zlokalizowanych w budynku (wymagania znacząco wyższe niż w przypadku przegród międzymieszkaniowych).

Wymagania dotyczące izolacyjności akustycznej przegród w budynku podane są w normie PN-B-02151.03:1999, która podlegała wcześniej wielokrotnym nowelizacjom. Można przyjąć, że przeciętny wzrost wymagań w latach 1970÷1999, dotyczących izolacyjności akustycznej przegród w budynku, wynosi:

- 1 dB w stosunku do izolacyjności akustycznej ścian międzymieszkaniowych,
- 2 dB w stosunku do izolacyjności akustycznej stropów międzymieszkaniowych.

Wymagania normowe w stosunku do izolacyjności od dźwięków uderzeniowych stropów międzymieszkaniowych uległy natomiast istotnemu zwiększeniu (o 5 dB); w projekcie kolejnej nowelizacji normy przewidziane jest zwiększenie wymagań o dalsze 3 dB.

Ustalenie, w ramach diagnostyki akustycznej budynku, powodów ewentualnej niedostatecznej izolacyjności akustycznej wymaga przeprowadzenia analizy dokumentacji technicznej budynku pod kątem wystąpienia potencjalnych przyczyn niewłaściwej ochrony przeciwhałasowej mieszkań oraz wykonania odpowiednich pomiarów akustycznych w budynku. Pomocne mogą być również informacje uzyskane od zarządcy, lub właściciela budynku na temat skarg na uciążliwe warunki akustyczne występujące w budynku (rys. 5).

Badania przeprowadzone w latach 80-tych przez ITB w budynkach wielkopłytowych różnych systemów (np. [12]) pozwoliły na usystematyzowanie czynników, które mogą wpływać na obniżenie izolacyjności akustycznej w budynku, związanych ze specyfiką budownictwa wielkopłytowego. Są nimi przede wszystkim:

- ewentualne nieszczelności złączy między elementami,
- miejscowe osłabienie izolacyjności akustycznej ścian międzymieszkaniowych w wyniku występowania w elementach prefabrykowanych otworów technologicznych, montażowych, a także kanałów do prowadzenia instalacji elektrycznych,
- eliminacja (w niektórych budynkach) pływających podłóg na rzecz stosowania bezpośrednio na płycie stropowej warstwy jastrychu cementowego i wykładziny z izolacją akustyczną,
- zastosowanie takich rozwiązań systemów prowadzenia pionów instalacyjnych w budynku (w obrębie mieszkań), które, korzystne ze względów montażowych, powodują jednak powstawanie w budynku dróg pośredniego przenoszenia dźwięku między mieszkaniami.

Do grupy występujących w niektórych budynkach problemów akustycznych należy zaliczyć także brak właściwego odizolowania pod względem akustycznym pomieszczeń technicznych w stosunku do przyległych mieszkań (np. brak dylatacji między mieszkaniem a stacją transformatorową przeznaczoną dla transformatorów suchych).

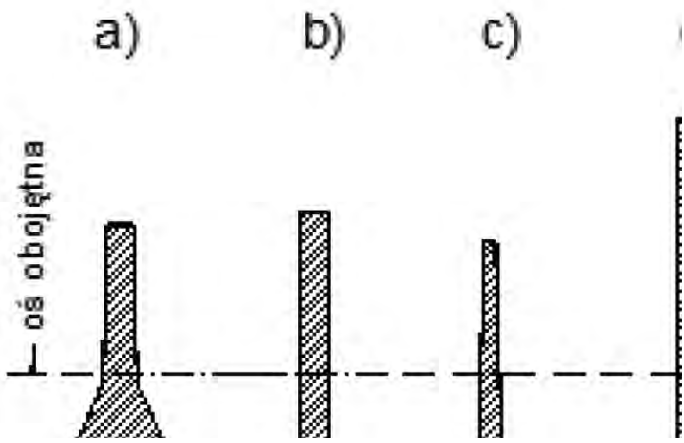
W ramach diagnostyki akustycznej budynków wielkopłytowych nie ma potrzeby pomiarowego określenia wszystkich parametrów akustycznych podlegających wymaganiom. W badaniach w danym budynku mogą być pominięte te parametry akustyczne, które w całości lub częściowo zależą od elementów lub instalacji podlegających wymianie w ramach prac modernizacyjnych niezależnie od względów akustycznych. Nie ma potrzeby określania izolacyjności akustycznej ścian zewnętrznych w sytuacji, gdy wymianie podlegać będą okna. Analogicznie, ta sama zasada dotyczy pomiarów hałasów instalacyjnych przenikających do mieszkań w sytuacji, gdy modernizacji podlegać będą techniczne wyposażenia budynków.

Ważną częścią badań diagnostycznych jest natomiast określenie izolacyjności akustycznej ścian międzymieszkaniowych. Negatywne wyniki badań ścian z płyt grubości 15 cm świadczyć będą o niewłaściwym zapełnieniu zaprawą otworów po formach bateryjnych (np. w budynkach systemu szczecińskiego), o występowaniu nieszczelności w złączach lub o zamurowaniu przejść technologicznych w płytach elementami o niedostatecznej izolacyjności akustycznej (np. bloczkami z betonu komórkowego).

Otwory technologiczne w płytach stropowych nie stwarzają istotnych problemów akustycznych, ponieważ konstrukcje podłogowe skutecznie eliminują ich negatywne wpływy. Konstrukcje podłogowe mają także decydujący wpływ na tłumienie przez strop dźwięków uderzeniowych. Cel i zakres badań diagnostycznych zależeć będzie od rodzaju zastosowanych podłóg w budynku. Pomiary tłumienia dźwięków uderzeniowych przez stropy z pływającymi podłogami, mają na celu sprawdzenie parametrów akustycznych wynikających zarówno z rodzaju

i jakości zastosowanej w podłodze warstwy izolacji akustycznej jak i jakości wykonawstwa (czy nie występują mostki akustyczne, czy została zastosowana obwodowa izolacja przyścienna). Poza sprawdzeniem izolacji przyściennej inne mankamenty nie mogą być wykryte na podstawie oględzin, czy odkrywek. W przypadku, jeżeli na stropach wykonane były warstwy jastrychu cementowego i wykładziny podłogowe z warstwami izolacyjnymi (takie rozwiązania były dość powszechnie stosowane) pomiary izolacyjności od dźwięków uderzeniowych należy przeprowadzić dla stropów bez uwzględnienia nawierzchni podłogowych. Wyniki tych badań są niezbędne do prawidłowego doboru w danym przypadku rodzaju izolacyjnych konstrukcji podłogowych.

Bardzo poważnym problemem w budynkach wielkopłytowych jest przenoszenie hałasu między mieszkaniami przez piony instalacji wodociągowej i kanalizacyjnej występujące w obrębie kuchni i pomieszczeń sanitarnych jak i przez piony instalacji elektrycznych prowadzone w specjalnych elementach prefabrykowanych (blokach otworowych, korytkach) zlokalizowanych w przedpokojach [12]. Działania modernizacyjne powinny być poprzedzone ustaleniem skali tego problemu na podstawie wizji lokalnych, analiz dokumentacji oraz wyników kontrolnych badań akustycznych przeprowadzonych w budynkach.



Rys. 5. Przykład budynku wielkopłytowego o zróżnicowanym poziomie izolacyjności akustycznej wybranych elementów /fot. J. Szulc/

Przy diagnostyce akustycznej konkretnych budynków mieszkalnych o konstrukcji wielkopłytowej należy poświęcić szczególną uwagę mieszkaniom, które przylegają do źródeł hałasów instalacyjnych (np. szybów dźwigowych, stacji transformatorowych, pompowni, hydroforni).

Jeżeli w ramach modernizacji budynku przewiduje się przeznaczenie dolnej kondygnacji mieszkalnej na usługi, lub wykonanie nadbudowy budynku, to badania diagnostyczne muszą także objąć ocenę izolacyjności akustycznej przegród, które w zmodernizowanym budynku staną się przegrodami, w stosunku do których stawiane będą nowe, wyższe wymagania akustyczne.

3.4. Zagadnienia higieniczno-zdrowotne

Znaczny rozwój uprzemysłowionego budownictwa mieszkaniowego, w tym z wielkiej płyty, w latach siedemdziesiątych spowodował, że w miejsce tradycyjnych materiałów (drewno,

ceramika) zaczęto powszechnie stosować różne nowe wyroby budowlane (np. tworzywa sztuczne, kleje, farby, wyroby azbestowe) o nieznanym wpływie na zdrowie człowieka. Wprawdzie w okresie tym istniały wymagania normowe o potrzebie badania zarówno nowych wyrobów, jak również „budynków przeznaczonych na pobyt ludzi lub zwierząt, jeśli materiał zawiera składniki, mogące budzić zastrzeżenia co do zdrowotności", ale przepisy te w praktyce nie były niestety przestrzegane [16].

Wynikiem tego było znaczne zanieczyszczenie powietrza wewnątrz pomieszczeń, stwierdzane w badaniach prowadzonych przez ITB, spowodowane wbudowaniem materiałów, głównie wykończeniowych, emitujących szkodliwe substancje chemiczne. Należały do nich w szczególności: fenol i formaldehyd – przede wszystkim z płyt gipsowo-kartonowych, parkietów i wyrobów izolacyjnych, rozpuszczalniki organiczne – węglowodory i ich pochodne chlorowane, alkohole, etery obecne w farbach, lakierach, kitach, impregnatach, pastach, nieprzereagowane monomery zawarte w tworzywach sztucznych (chlorek winylu, styren, akrylonitryl) i inne [17]. W budownictwie wielkopłytowym stosowano także powszechnie „nowy, trwały, niepalny i tani materiał – azbest" [18]. Przykłady zastosowania wyrobów zawierających azbest podano w Tabeli 1.

Tabela 1. Przykłady występowania wyrobów zawierających azbest

System	Rodzaj wyrobu z azbestem	Zastosowanie
W – 70	Płyta prasowana płaska okładzinowa Płyty elewacyjne typu Acekol i Kolorys	Elementy loggii Elewacje przy ocieplaniu ścian wełną mineralną lub styropianem
Wk - 70	Płyta prasowana płaska okładzinowa Płyty elewacyjne typu Acekol i Kolorys	Elementy loggii Ściana osłonowa typu PREGOR-LSOD Elewacje przy ocieplaniu ścian wełną mineralną lub styropianem
OWT	Płyta warstwowa PW 3/A z okładziną z płyt a-c prasowanych płaskich okładzinowych	Filarki międzyokienne ścian pasmowych
Szczecin	Płyta prasowana płaska okładzinowa	Elementy loggii
WUF-T	Rury azbestowo-cementowe	Piony kanalizacyjne
WWP	Płyta prasowana płaska okładzinowa grubości 8 mm	Ściana osłonowa podparapetowa

Wzmożone zainteresowanie problematyką zdrowia i higieny życia zaistniało w wyniku nowych przepisów zaostrzających wymagania zarówno w odniesieniu do budynków, jak i wyrobów budowlanych [19]. Wprowadzenie, w 1998 r. z mocy Ustawy o zakazie stosowania azbestu, przepisów określających zasady bezpiecznego użytkowania oraz warunki usuwania wyrobów zawierających azbest ograniczyło także oddziaływanie kancerogennych pyłów azbestu na ludzi [18], [20].

Dokonując obecnie oceny właściwości higieniczno – zdrowotnych budynków wielkopłytowych należy zwrócić uwagę na dwa podstawowe zagadnienia: jakość powietrza wewnętrznego oraz obecność w nich wyrobów zawierających azbest.

Oceny zanieczyszczenia chemicznego powietrza dokonuje się w oparciu o wyniki badań stężenia substancji chemicznych w powietrzu pomieszczeń i odniesienie ich do wartości dopuszczalnych określonych w przepisach Ministra Zdrowia [19]. W przypadku stwierdzenia przekro-

czeń, ustala się źródło emisji. Dokonuje się tego w oparciu o znormalizowane badania emisji lotnych związków organicznych z zastosowanych wyrobów wykończeniowych. Dzisiaj, po wielu latach od wzniesienia budynków wielkopłytowych, kiedy większość niebezpiecznych lotnych związków wyemitowała z pomieszczeń, problemy tego typu pojawiają się zazwyczaj w czasie przeprowadzanych remontów, podczas których odsłaniane są zabudowane dotychczas wyroby budowlane (izolacje smołowe, izolacje akustyczne nasączone Xylamitem) oraz w czasie wymiany przez lokatorów mieszkań - nowi są znacznie bardziej wyczuleni na chemiczne zapachy.

Jakość powietrza wewnętrznego zależy również od obecności w nim zanieczyszczeń biologicznych. W przypadku budownictwa wielkopłytowego są to głównie grzyby pleśniowe, rozwijające się w wyniku zawilgocenia spowodowanego głównie niedostateczną izolacyjnością przegród.

Obecność w budynkach wyrobów zawierających azbest oraz ich stan techniczny ustala się w oparciu o analizę dokumentacji budynków, inwentaryzację oraz przeprowadzaną zgodnie z przepisami kontrolę ich stanu. Z takiej kontroli, za którą odpowiedzialni są właściciele budynków, sporządza się tzw. ocenę stanu i możliwości bezpiecznego użytkowania wyrobów zawierających azbest wg wzoru określonego w rozporządzeniu [20] z wykorzystaniem zaleceń zawartych w [18].

4. MODERNIZACJA BUDOWNICTWA WIELKOPŁYTOWEGO

4.1. Ingerencje w ustrój nośny

Wieloletnie użytkowanie budynków wielkopłytowych (jak również wszystkich innych) może powodować pogorszenie ich stanu technicznego oraz w szczególnych przypadkach niespełnianie współczesnych wymagań funkcjonalno-użytkowych – w tych sytuacjach niekiedy jest konieczne podjęcie decyzji o modernizacji tych budynków.

Działania modernizacyjne budynków wielkopłytowych (w różnym stopniu) podjęto przed laty w krajach europejskich pomimo stwierdzeń o wystarczającym poziomie bezpieczeństwa konstrukcji. W Polsce, poza systemem dofinansowania dociepleń budynków, nie powstał żaden kompleksowy program rewitalizacji budownictwa wielkopłytowego. Zwiększanie izolacyjności termicznej ścian zewnętrznych nie wywołuje istotnych zmian w konstrukcji nośnej budynków, poza niewielkim dociążeniem połączenia warstw ścian zewnętrznych, co powoduje niekiedy konieczność wzmocnienia za pomocą dodatkowych łączników stalowych. Wzmocnienie połączeń jest również celowe z uwagi na domniemane zastosowania w procesie produkcji prefabrykatów, łączników z niewłaściwego gatunku stali, błędów przy określaniu średnic prętów i rozmieszczeniu łączników [10].

Możliwa, a także często uzasadniona merytorycznie i funkcjonalnie, modernizacja budownictwa wielkopłytowego, mająca wpływ na konstrukcję nośną, dotyczy w szczególności:

- przekształcenia układów funkcjonalnych mieszkań i ich łączenia przy zachowaniu bezpieczeństwa konstrukcji ([1] – zeszyt 6),
- nadbudowy dodatkowych kondygnacji,
- dobudowy loggi i obudowy balkonów,
- zmian kształtu dachu (nowe powierzchnie mieszkalne, mieszkania dwupoziomowe),
- przebudowy wejść do budynków i klatek schodowych z uwzględnieniem potrzeb osób niepełnosprawnych [21],
- zmian przeznaczenia parterów i piwnic budynków.

Zmiany układów funkcjonalnych mieszkań w ich obrysie lub łączenie mieszkań w poziomie wymaga wprowadzania nowych otworów w ścianach nośnych. Wykonanie nowych otworów (w ścianach nośnych) może powodować koncentrację i zmianę rozkładu naprężeń w przyległych strefach i dlatego ograniczeniem powszechności tego działania jest zachowanie bezpieczeństwa całego ustroju konstrukcyjnego,

Wprowadzanie zmian funkcji użytkowych w parterze (zamiana mieszkań na pomieszczenia usługowe) z reguły wymaga wykonania dodatkowych otworów o szerokości powyżej 1,0 m, co z kolei powoduje konieczność przeprowadzenia dodatkowych obliczeń, w tym sprawdzenia sztywności przestrzennej, oraz ewentualnie zaprojektowania w ścianach nośnych odpowiednich wzmocnień. W przypadku, gdy przewiduje się dużą liczbę dodatkowych otworów (poza drzwiowymi), wynikających z modernizacji wentylacji czy zastosowaniem klimatyzacji, poza sprawdzeniem nośności na obciążenia pionowe należy dokonać analizy spełnienia wymagań z zakresu sztywności przestrzennej budynków. W projektowaniu nowych otworów w ścianach konstrukcyjnych szczególne uzasadnienie ma uwzględnienie współpracy przestrzennej ścian poprzecznych i podłużnych [1].

Przy modernizacji budynków wielkopłytowych może wystąpić potrzeba poszerzenia lub podwyższenia istniejących otworów. W przypadku takich zmian konieczne jest wykonanie obliczeń konstrukcyjnych dla nowych układów, np. gdy podwyższenie otworu powoduje wycięcie prętów zbrojeniowych z dolnych stref nadproży.

Dodatkowe otwory w stropach budynków wielkopłytowych można wykonywać analogicznie jak w innych stropach żelbetowych, uwzględniając przy tym położenie i wielkość otworów oraz rodzaj stropu (prefabrykaty wielkopłytowe, płyty kanałowe).

Częstym rozwiązaniem stosowanym przy modernizacji budynków wielkopłytowych jest ich nadbudowa, co zazwyczaj wiąże się z koniecznością wprowadzenia zmian w najwyższej istniejącej kondygnacji i wymaga obliczeń sprawdzających czy ściany nośne i fundamenty bezpiecznie przeniosą dodatkowe obciążenia. Istnieją też możliwości uzyskania dodatkowych powierzchni mieszkalnych poprzez zmiany kształtu dachów i wykorzystanie poddaszy. Wstępnie można przyjąć, że w istniejących budynkach, wykonanych w powszechnie stosowanych systemach, nadbudowy dodatkowych kondygnacji czy wykorzystanie poddaszy na cele mieszkalne nie będzie powodować zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji. W tych przypadkach konieczne jest, z uwagi na zmianę obciążeń, sprawdzenie nośności istniejących stropów nad ostatnimi kondygnacjami. Zawsze racjonalnym rozwiązaniem nadbudów będzie zastosowanie lekkich materiałów pozwalających na maksymalne zmniejszenie dodatkowych obciążeń na istniejące konstrukcje.

Dobudowy dodatkowych kondygnacji oraz wykorzystanie poddaszy na mieszkania może wymagać zainstalowania dźwigów osobowych, zgodnie z [7], w przypadku gdy różnica poziomów posadzek pomiędzy pierwszą i najwyższą kondygnacją nadziemną przekracza 9,5 m. Drugim istotnym powodem modernizacji dźwigów osobowych jest potrzeba dostosowania ich do potrzeb osób niepełnosprawnych, gdyż obecnie stosowane nie spełniają warunków minimalnej powierzchni kabiny [21]. Jedną z możliwości technicznych jest przebudowa szybów dźwigowych i likwidacja przylegających zsypów śmieciowych. Jednakże wbudowanie dźwigów osobowych w budynkach lub powiększenie ich powierzchni wiąże się z poważnymi zmianami w konstrukcji budynków i koniecznością wzmocnienia niektórych elementów konstrukcji. Dobudowa dźwigów do budynków nie ma wpływu na konstrukcję nośną, ale będzie wymagać wykonania połączenia z budynkiem w sposób zapewniający nieprzenoszenie się drgań przekraczających wartości dopuszczalne, określone w wymaganiach norm krajowych.

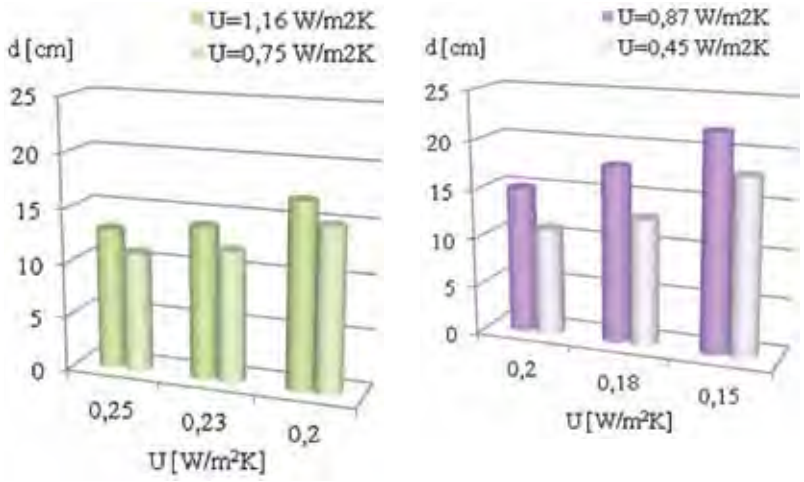
Postulaty urozmaicenia monotonnych elewacji budynków wielkopłytowych wiążą się często z propozycjami wykonania dodatkowych balkonów czy loggii oraz zmian istniejących balustrad. Zmiana starych balustrad ażurowych czy płytowych na nowe ażurowe nie stanowi trudnego problemu technicznego. W przypadku dodatkowych balkonów praktycznie, z przyczyn konstrukcyjnych, mogą to być balkony dostawiane (podpierane), złożone z płyt podestowych i pionowych elementów wsporczych w postaci słupów lub elementów pasmowych, a nie balkonów wspornikowych.

4.2. Termomodernizacja

Z uwagi na konieczność zmniejszenia strat ciepła oraz związanych z nimi części kosztów eksploatacyjnych, wiele budynków wielkopłytowych zmodernizowano w ostatnich latach stosując, w różnym zakresie i kolejności, docieplenia przegród, wymianę okien i drzwi oraz wymianę lub usprawnienia instalacji grzewczych [15]. Jednocześnie zmianom uległy pozytywne zachowania użytkowników prowadzące do mniejszego wykorzystania energii, nawet kosztem komfortu cieplnego i jakości powietrza w pomieszczeniach.

Rys. 6. Wartości oporu cieplnego R warstwy docieplenia ścian (a) i stropodachów (b) budynków wielkopłytowych niezbędne do spełnienia nowych wymagań izolacyjności cieplnej (U – współczynnik przenikania ciepła)

Stopniowo zaostrzające się wymagania w zakresie izolacyjności cieplnej przegród wymuszają stosowanie dociepleń budynków o coraz większym oporze cieplnym. Na rys. 6 określono minimalne wartości oporu cieplnego niezbędne do osiągnięcia wartości współczynników przenikania ciepła według wymagań przyjętych na lata 2014÷2021, przez jednowarstwowe i trójwarstwowe ściany budynków wielkopłytowych oraz stropodachy. Dodatkowo na rys. 7, określono minimalne grubości warstwy izolacji cieplnej o współczynniku przewodzenia ciepła 0,04 W/(m×K). Spełnienie nowych wymagań uzyskuje się przy zastosowaniu takiej izolacji o grubości od 11÷17 cm (ściany) i 11÷22 cm (stropodachy).



Rys. 7. Minimalne grubości d warstwy docieplenia o współczynniku przewodzenia ciepła 0,04 W/(m×K), niezbędne do spełnienia nowych wymagań izolacyjności cieplnej w odniesieniu do ścian (a) i stropodachów (b)

4.3 Zabezpieczenia akustyczne

Przy modernizacji budynków należy brać pod uwagę dwa podstawowe względy akustyczne:

- usunięcie ewentualnych mankamentów akustycznych,
- zastosowanie odpowiednich izolacji akustycznych przy zmianie funkcji niektórych fragmentów budynków, w przypadku nadbudowy, czy przebudowy lub wprowadzeniu nowych rozwiązań wyposażenia instalacyjnego.

Problematyka ta została omówiona w pracy [1] (zeszyt 10) przy uwzględnieniu potencjalnych mankamentów akustycznych budynków, które mogą się ujawnić w wyniku badań diagnostycznych.

W przypadku stwierdzenia niedostatecznej izolacyjności akustycznej ścian międzymieszkaniowych zakres prac modernizacyjnych powinien być dostosowany do wniosków sformułowanych na podstawie przeprowadzonych wcześniej diagnostyk akustycznych budynków. Należy więc rozpatrzyć, czy istnieją techniczne możliwości wyeliminowania ewentualnych nieszczelności w złączach lub miejscowego osłabienia izolacyjności akustycznej płyty żelbetowej (np. wpływ otworów technologicznych), czy też prostszym i bardziej skutecznym rozwiązaniem byłoby zastosowanie na ścianach miedzymieszkaniowych odpowiednio dobranych dodatkowych ustrojów izolacyjnych. Należy przy tym zaznaczyć, że kwestia właściwego doboru ustroju jest bardzo istotna, bowiem istnieje szereg rozwiązań, które zamiast polepszać, pogarszają izolacyjność akustyczną ściany. Do takich niekorzystnych rozwiązań należą np. płyty gipsowo-kartonowe zamocowane do powierzchni ściany na „plackach gipsowych" lub układy warstwowe z płyt styropianu lub wełny mineralnej typu lamela i płyt gipsowo-kartonowych lub tynków [1].

Określone w wyniku badań diagnostycznych niedostateczne tłumienie przez strop dźwięków uderzeniowych jest sygnałem, że przy modernizacji budynków konieczne będzie wykonanie nowych podłóg izolacyjnych o parametrach akustycznych odpowiadających obecnym wymaganiom.

Przy modernizacji budynków należy zwrócić szczególną uwagę na piony instalacji wodno-kanalizacyjnej w kuchniach i pomieszczeniach sanitarnych oraz na występujące w niektórych systemach budownictwa wielkopłytowego, piony instalacji elektrycznej, które zlokalizowane są w przedpokojach, w korytkach lub kanałach przebiegających przez całą wysokość budynku. Piony instalacji wodno-kanalizacyjnej powinny być obudowane (np. przy zastosowaniu rozwiązań tzw. „suchej zabudowy") i odpowiednio zaizolowane na poziomie stropów międzypiętrowych. Większym problemem jest wyeliminowanie przesłuchów przez kanały i korytka do prowadzenia pionów instalacji elektrycznych. Z tego względu należy przede wszystkim rozpatrzyć możliwość przeniesienia tych pionów poza obręb mieszkań. W przypadku konieczności pozostawienia ich w obrębie mieszkań, niezbędne będzie ich dodatkowe zaizolowanie [1]. Sposób zabezpieczenia mieszkań przed przenikaniem hałasów i drgań z pomieszczeń technicznych (w tym szybów dźwigowych) musi być dostosowany do nowych rozwiązań instalacyjnych, zastosowanych w budynkach w ramach modernizacji.

Przy wymianie okien należy dobrać rozwiązania odpowiadające (łącznie z nawiewnikami powietrza) obecnym wymaganiom akustycznym, przyjmując te wymagania stosowanie do poziomu hałasu aktualnie występującego w otoczeniu budynku (warunki akustyczne otoczenia mogą się znacznie różnic od tych, jakie występowały w czasie wznoszenia budynków).

Jeżeli w ramach modernizacji budynków przewidziane jest przeznaczenie kondygnacji parteru na funkcje usługowe, to należy liczyć się z koniecznością zwiększenia izolacyjności akustycznej stropów nad parterem (np. przez zastosowanie sufitu podwieszonego) oraz zabezpieczenia przed przenoszeniem dźwięków uderzeniowych z podłóg pomieszczeń usługowych do mieszkań usytuowanych powyżej. Podobnie, przy projektowaniu nadbudów budynków, należy uwzględnić konieczność zabezpieczenia pod względem akustycznym stropów ostatnich istniejących kondygnacji, gdyż staną się one stropami międzymieszkaniowymi o określonych wymaganiach akustycznych. Wprowadzenie tego rodzaju zabezpieczeń zwiększa obciążenie konstrukcji oraz wymaga zapewnienia odpowiedniego miejsca, co powinno być uwzględnione już na etapie koncepcji. Problemem z punktu widzenia akustycznego może okazać się także konieczność wprowadzenia w budynkach wentylacji mechanicznych, obsługujących np. pomieszczenia usługowe. Projektując takie instalacje należy przewidzieć odpowiednie zabezpieczenia przed przenoszeniem hałasu do mieszkań, zarówno drogą powietrzną jak i materiałową.

4.4 Poprawa właściwości higieniczno –zdrowotnych

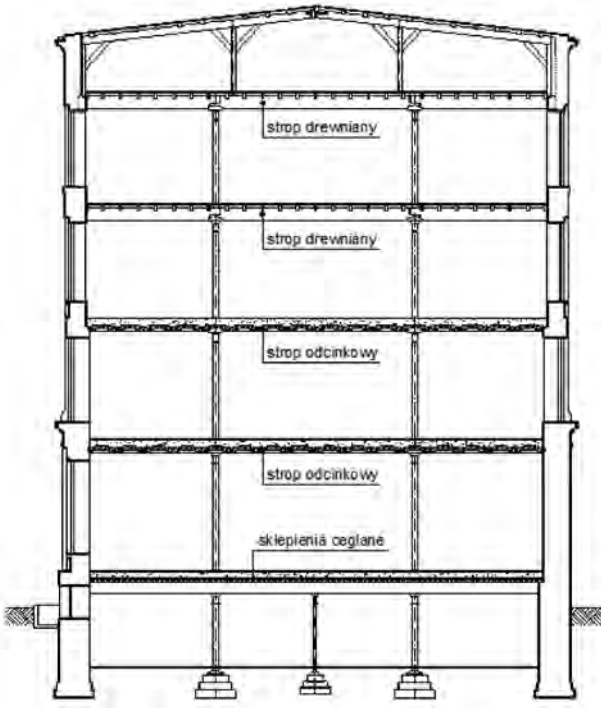
Modernizacja obiektów wielkopłytowych powinna polegać na wyeliminowaniu wyrobów nie spełniających obecnie obowiązujących wymagań higienicznych. Należy przede wszystkim usunąć wszelkie papy smołowe, lepiki smołowe, jak również wyroby nimi impregnowane, elementy izolacji cieplnej emitujące znaczne ilości formaldehydu, izolacje akustyczne zaimpregnowane Xylamitem nawet wówczas, gdy badania czystości powietrza nie wykażą przekroczeń w zakresie dopuszczalnej emisji. W ich miejsce należy zastosować nowe wyroby, zwłaszcza wykończeniowe (posadzki, kleje, lakiery, płyty drewnopochodne, farby itp.) spełniające wymagania w zakresie zawartości lub uwalniania niebezpiecznych substancji, określone w aktualnych przepisach, normach i aprobatach technicznych.

Zakres i potrzeba podjęcia odpowiednich działań w przypadku stwierdzenia obecności w budynkach wyrobów zawierających azbest wynika z ich oceny technicznej. Jednak przed podjęciem działań modernizacyjnych konieczne jest po dokonaniu inwentaryzacji tych wyrobów, opracowanie bezpiecznego dla ludzi i środowiska sposobu ich demontowania. Usuwanie wyro-

bów zawierających azbest jest zabiegiem bardzo kosztownym i mogącym spowodować znaczne zanieczyszczenie środowiska w przypadku nie przestrzegania zasad pracy z azbestem. Każda więc decyzja o usunięciu wyrobów azbestowych musi być poprzedzona oceną stanu zagrożenia dla ludzi, analizą możliwości finansowych i technicznych, opracowaniem planu BIOZ oraz procedur usuwania azbestu, zgodnie z obowiązującymi przepisami [18].

5. PRZYKŁADY Z PRAKTYKI INŻYNIERSKIEJ

Jednym z przykładów modernizacji budynku z ingerencją w ustrój nośny, stanowiącej efekt działań diagnostycznych, jest XVI. kondygnacyjny budynek wielkopłytowy (rys. 8) zbudowany z elementów prefabrykowanych systemu Wk-70 w technologii WZ-75 [22].



Rys. 8. Przykład wzmocnienia spójności i integralności budynku wysokiego przed podjęciem działań termomodernizacyjnych /fot. J. Szulc/

W wyniku przeprowadzonej oceny stanu technicznego stwierdzono liczne rysy w węzłach oraz pęknięcia ścian i stropów na piętrach, w szczególności na najwyższych kondygnacjach. Większość spękań ścian występowało wzdłuż połączeń płyt, nieliczne spękania miały przebieg ukośny; spękania w stropach przebiegały wzdłuż połączeń płyt. W celu przeciwdziałania powiększania się zarysowań w węzłach zdecydowano wykonać, przed docieplenieM, odpowiednie wzmocnienie budynku za pomocą ściągów ø26 ze stali StSOB (rys. 9) na różnych piętrach oraz za pomocą iniekcji rys i węzłów. Funkcją ściągów było przede wszystkim zespolenie zewnętrznych płyt ściennych ze sobą i z prostopadłymi do nich ścianami konstrukcyjnymi.

Ściągi wstępnie naprężono do uzyskania wymaganego granicznego momentu dopuszczalnego. Węzły, w których nie można było zastosować wzmocnień ściągami, wzmocnione zostały za pomocą kotew wklejanych. Wzmocnieniu podlegały ściany na wszystkich kondygnacjach.

Rys. 9. Przykład wzmocnienia ustroju konstrukcyjnego budynku wielkopłytowego [22] (przed wprowadzeniem termomodernizacji ścian zewnętrznych) /fot. J. Szulc/

Sposób zabezpieczenia rys – dobór materiału iniekcyjnego, zależał zarówno od przyczyn i miejsca ich występowania jak i od wymiarów (głębokości, szerokości i długości) rysy. W przypadku wzmocnień węzłów zabezpieczenia konstrukcji były realizowany poprzez:

- iniekcje uciąglające (zespojenie), umożliwiające uzyskanie jednorodności materiału,
- iniekcje uszczelniające, eliminujące nieszczelności w rysach, uziarnionej strukturze materiału, przerwach roboczych, dylatacjach itp.,
- iniekcje wypełniające, umożliwiające uzyskanie zamknięcia rys o działaniu hamującym lub uniemożliwiającym, np. dostęp substancji wywołujących korozję.

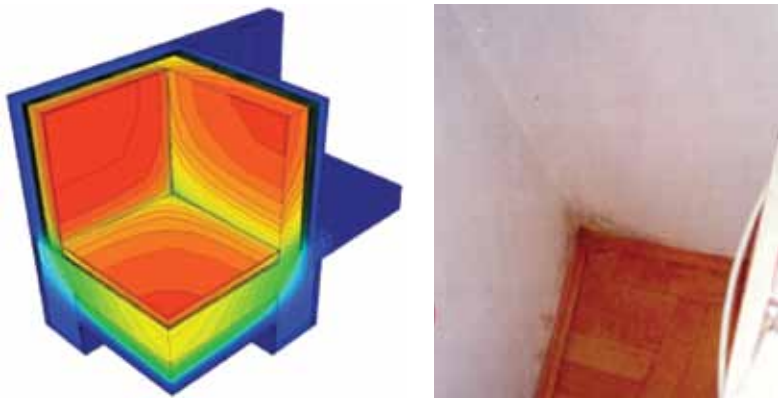
Zalecono wykonanie iniekcji i metodami: pędzlową i kropelkową, iniekcji nisko- i/lub wysokociśnieniowej.

Po wykonaniu wzmocnienia budynek został ocieplony dodatkową izolacją z wełny mineralnej o grubości 10 cm.

W ramach diagnostyki przyczyn rozwoju zagrzybienia w innym budynku rozpatrzono:

- rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe części obudowy (na ogół zjawisko pojawia się w obszarze połączeń przegród i węzłów konstrukcyjnych),
- cieplne i wilgotnościowe warunki w pomieszczeniu, w tym intensywność wentylacji oraz lokalne warunki klimatyczne.

W praktyce eksperckiej głównie sprawdza się, czy ma miejsce niewłaściwe wykonanie, polegające na braku przewidzianych izolacji cieplnych i czy występuje niewłaściwe użytkowanie pomieszczeń, polegające na niedogrzewaniu lub niedostosowaniu intensywności wentylacji do emisji wilgoci. Ocenę z uwagi na kryterium ochrony przed zagrzybieniem przeprowadzono na podstawie uzyskanych wyników badań i wyników obliczeń komputerowych rozkładu temperatury w rozpatrywanej części obudowy – rys. 10.



Rys. 10. Rozkład izoterm w węźle konstrukcyjnym (a) i zdjęcie naroża z zagrzybieniem powierzchni (b)

Kolejny przykład z praktyki inżynierskiej [1] ilustruje możliwość wykonania szeregu otworów drzwiowych o szerokości 0,8 m (na wszystkich kondygnacjach) w ścianach konstrukcyjnych 11. kondygnacyjnego (wysokość całkowita 32,0 m) budynku wielkopłytowego wzniesionego w systemie Wk-70. Nowa aranżacja pomieszczeń wynikała ze zmiany funkcji użytkowych z hotelu na budynek mieszkalny. Układ nośny obiektu tworzą poprzeczne ściany grubości 0,15 m o typowych rozstawach co 4,80 m, stropy o przekroju pełnym wysokości 0,16 m.

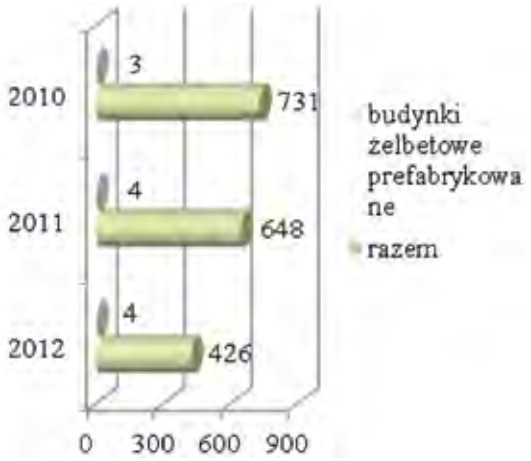
Rys. 11. Rozkłady naprężeń pionowych w ścianie nośnej (w poziomie posadowienia) przy wariantowym usytuowaniu w niej szeregu nowych otworów

Analizy numeryczne ustroju konstrukcyjnego budynku zostały przeprowadzone wariantowo (rys. 11) przy różnym usytuowaniu szeregu nowych otworów w ścianie konstrukcyjnej.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń i analiz przyrostów naprężeń w pasmach ściennych powstałych w wyniku koncentracji w strefach nowych otworów drzwiowych, zaproponowano optymalne rozwiązanie konstrukcyjne z uwagi na usytuowanie otworów. Opracowano również konieczne działania wzmacniające ścianę nośną i/lub osłonową (w każdym z wariantów) – [1].

6. PODSUMOWANIE

Wieloletnie obserwacje zachowania się budynków z prefabrykowanych żelbetowych elementów wielkowymiarowych, poddanych nawet obciążeniom wyjątkowym wskazują, że nie następuje ich destrukcja w takim stopniu, aby stanowiła ona czynnik inicjujący powstanie zagrożenia bezpieczeństwa użytkowania tego typu budynków – rys. 12.



Rys. 12. Struktura katastrof budowlanych w Polsce w latach 2010÷2012

Wystarczającą podstawą projektowania konstrukcji systemów wielkopłytowych tak, aby przez cały okres użytkowania spełniały wymagane stany graniczne nośności i użytkowalności oraz wykazywały odporność na oddziaływania wyjątkowe, były doświadczenia polskie i zagraniczne, prace badawcze i literatura techniczna oraz przepisy normowe [6]. Konstrukcje użytkowanych obecnie budynków wielkopłytowych spełniają również współczesne wymagania bezpieczeństwa.

Betonowa konstrukcja nośna tych budynków, szczególnie, gdy nie jest narażona na oddziaływanie czynników atmosferycznych, może być użytkowana jeszcze przez wiele lat. Nieuzasadnione są także obiegowe opinie, że budynki wielkopłytowe (również i inne wznoszone w tamtym okresie) były projektowane z założeniem ich eksploatacji tylko przez 50 lat.

Kilkudziesięcioletnie doświadczenia ITB związane z archiwizacją danych o awariach i katastrofach budowlanych (z analizą statystyczną i merytoryczną) oraz działania diagnostyczne prowadzone w kraju pozwoliły na sformułowanie wniosku o zasadności prowadzenia ciągłych i okresowych (np. w ramach przeglądów okresowych prowadzonych przez uprawnione osoby) monitoringów stanów technicznych budynków wielkopłytowych na podstawie ścisłych procedur opracowanych instytucjonalnie przez uprawnione jednostki naukowo-badawcze.

W chwili obecnej nie ma wystarczającego uzasadnienie merytorycznego, również możliwości finansowych, by podejmować działania zmierzające do masowej rozbiórki obecnie użytkowanych budynków wykonanych w technologii wielkopłytowej.

Bezwzględnie należy jednak opracować (w sposób instytucjonalny):

- szczegółowe procedury diagnostyczne i metody monitoringu stanu technicznego użytkowanych budynków (również z uwzględnieniem specyfiki obszarów górniczych),

- metody oceny stanu technicznego konstrukcji pozwalające na oszacowanie stopnia zużycia technicznego i bezpieczeństwa użytkowania budynków,
- rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne umożliwiające modernizację budynków i służące poprawie warunków funkcjonalno-użytkowych [1], [13].

Niezbędny jest również rozwój nowych specjalistycznych metod nieniszczących do oceny zbrojenia zarówno w elementach jak i węzłach (wieńcach) oraz zewnętrznych płytach warstwowych.

Na szczególną uwagę zasługuje sprawa modernizacji ścian zewnętrznych, zarówno z potrzeby zmniejszenia energochłonności budynków, jak też i dlatego, że ściany te są elementami najbardziej „wrażliwymi" na możliwość wystąpienia korozji i awarii. Odrębnie należy traktować oceny stanu technicznego wszystkich instalacji budynków (instalacji elektrycznych, wodno-kanalizacyjnych), dźwigów, okien i drzwi wejściowych do mieszkań. Te elementy budynków z reguły nie odpowiadają współczesnym wymaganiom, a ponadto ich stan techniczny jest bardzo zły, często nie do zaakceptowania.

Modernizacja budynków wielkopłytowych przez zwiększenie izolacyjności cieplnej przegród umożliwia ograniczenie strat ciepła i części związanych z nimi kosztów eksploatacyjnych. Dodatkowo pozytywnie wpływa ona na stan cieplno-wilgotnościowy przegród, a przez to na ich trwałość oraz komfort cieplny i jakość środowiska w pomieszczeniach. Kompleksowa diagnostyka cieplna i ocena stanu budynków wielkopłytowych została przeprowadzona przed dekadą w ramach prac ITB [1]. Jednak nowe wymagania izolacyjności cieplnej przegród w odniesieniu do budynków poddawanych przebudowie wymuszają stosowanie nowych złożonych systemów izolacji cieplnej ścian zewnętrznych o znacznie większym oporze cieplnym niż dotychczas, co w przypadku wykorzystania tradycyjnych materiałów do izolacji cieplnej oznacza konieczność zwiększenia grubości warstwy docieplającej.

Modernizacja budynków wielkopłytowych, jeżeli będzie prowadzona w sposób kompleksowy, może, w większości przypadków, doprowadzić do uzyskania izolacyjności akustycznej w budynku, zgodnej z aktualnymi wymaganiami. Zakres, niezbędnej z punktu widzenia akustycznego, ingerencji w istniejące rozwiązania w konkretnych budynkach będzie różny, zależny od występujących ewentualnych mankamentów akustycznych, charakterystycznych dla danego sytemu. Ważne jest również, aby przy projektowaniu przebudów budynków związanych ze zmianami funkcji niektórych pomieszczeń, nadbudowami lub wymianami systemów instalacyjnych uwzględniane były od samego początku czynniki akustyczne, bowiem zastosowanie zabezpieczeń akustycznych wymaga zapewnienia odpowiedniego miejsca, jak również może powodować dodatkowe obciążenie konstrukcji. Warto również zaznaczyć, że w odczuciu społecznym budynki wielkopłytowe nie są gorsze pod względem akustycznym (wg niektórych wypowiedzi są nawet lepsze) od obecnie wznoszonych budynków szkieletowych żelbetowych.

Modernizacja budynków wielkopłytowych powinna być również przeprowadzona w oparciu o analizę występujących w budynku zagrożeń dla zdrowia mieszkańców i środowiska powodowanych obecnością wyrobów niespełniających obowiązujących wymagań higieniczno-zdrowotnych. W trakcie prac modernizacyjnych należy wprowadzić zasadę kontroli warunków higieniczno-zdrowotnych w budynkach nie tylko przed rozpoczęciem ich modernizacji, ale egzekwować wykonanie takich kontroli także przy odbiorach nowych obiektów. Dotyczy to zanieczyszczeń chemicznych, pyłowych i biologicznych.

Ocena wartości mieszkań w budynkach wielkopłytowych uległa w ostatnich latach ewolucji, pewnym paradoksem jest, iż pomimo, że mieszkania są małe, o niższej wysokości pomieszczeń

niż w obecnie budowanych, użyte materiały i wykonawstwo były niskiej jakości to na rynku nieruchomości nadal jest nimi zainteresowanie. Uzasadnione jest to tym, że osiedla wielkopłytowe są bliżej położone i dobrze skomunikowane z centrami miast, zwykle dysponują wystarczającą infrastrukturą społeczną i handlowo – usługową. Ponadto, pomimo, że urbanistyka tych osiedli często budzi zastrzeżenia to zagęszczenie tych budynków na powierzchni terenu jest mniejsze niż w osiedlach współcześnie budowanych.

Literatura

[1] Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe. Zeszyty 1÷12. Seria: instrukcje, wytyczne, poradniki. ITB Warszawa 2002/2003.

[2] Posiedzenie Komisji Infrastruktury nr 138 z dn. 08.05.2013 r. Kancelaria Sejmu. Biuro Komisji Sejmowych.

[3] Rocznik Statystyczny Rzeczypospolitej Polskiej. GUS 2013.

[4] Ściślewski Z.: *Ochrona konstrukcji żelbetowych*. Arkady, Warszawa 1999.

[5] Runkiewicz L.: *Uszkodzenia i zagrożenia budynków wielkopłytowych a potrzeby ich modernizacji i wzmacniania*. Poradnik inspektora nadzoru, kierownika budowy i inwestora nr 3/2013. WACETOB.

[6] Wierzbicki St., Sieczkowski J.: *Konstrukcje budynków wielkopłytowych z punktu widzenia zabezpieczenia przed awarią oraz możliwości ich modernizacji*. XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane" Szczecin-Międzyzdroje 2013.

[7] Obwieszczenie Marszałka Sejmu RP z dn. 02.10.2013 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu: Prawo budowlane, Dz. U. RP z dn. 29.11.2013 r., poz. 1409.

[8] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 16 sierpnia 1999 r. w sprawie warunków technicznych użytkowania budynków mieszkalnych (Dz. U. z 1999 r. nr 74, poz. 836, zmiana Dz. U. z 2009 nr 2005 r. poz. 1584).

[9] Wójtowicz M.: *Możliwość awarii warstwowych ścian zewnętrznych budynków wielkopłytowych – problem realny czy sensacja medialna*. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane" Szczecin-Międzyzdroje 2011.

[10] Krentowski J., Tribiłło R.: *Praktyczne aspekty wzmacniania zewnętrznych ścian warstwowych*. Inżynieria i Budownictwo nr 1/2010.

[11] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz. U. nr 75, poz. 690 z późniejszymi zmianami.

[12] Szudrowicz B. Sadowski J.: *Ochrona przed hałasem i drganiami w budynkach wielkopłytowych*. Konferencja naukowo - techniczna „Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich stanu technicznego". Mrągowo 3-5 listopada 1999.

[13] Podhorecki A. i in.: *Problematyka dotycząca rewitalizacji budynków wielkopłytowych*. Ogólnopolska konferencja „Problemy techniczno-prawne utrzymania obiektów budowlanych. GUNB Warszawa 2012.

[14] Hoła J., Schabowicz K.: *Przeglądy obiektów budowlanych jako podstawa oceny ich przydatności do użytkowania*. Ogólnopolska konferencja „Problemy techniczno-prawne utrzymania obiektów budowlanych. GUNB Warszawa 2013.

[15] Złożone systemy izolacji cieplnej ścian zewnętrznych budynków ETICS. Zasady projektowania i wykonywania. Seria: instrukcje, wytyczne, poradniki, ITB nr 447, Warszawa 2009.

[16] Brunarski L., Jaworska K. Prejzner H.: *Problemy higieniczno-zdrowotne w budynkach wielkopłytowych*, Konferencja naukowo-techniczna „Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu", Mrągowo, 3-5 listopad 1999.

[17] Niesłochowski A.: *Badania higieniczne obiektów budowlanych wykonywane przez ITB w różnych regionach kraju*. Materiały Konferencji Naukowo-technicznej „Instytut Techniki Budowlanej wobec aktualnych zadań budownictwa", Tom 3, ITB, Warszawa 1988.

[18] Obmiński A.: *Ocena możliwości bezpiecznego użytkowania wyrobów zawierających azbest*. Poradnik. ITB, Warszawa 2014.

[19] Zarządzenie Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej z dnia 12 marca 1996 r. w sprawie dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych dla zdrowia, wydzielanych przez materiały budowlane, urządzenia i elementy wyposażenia w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt stały ludzi, (MP nr 19, 1996, poz. 231).

[20] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 14 sierpnia 1998 r. w sprawie sposobów bezpiecznego użytkowania oraz warunków usuwania wyrobów zawierających azbest, Dz. U. nr 138, poz. 895, (zastąpione obecnie rozporządzeniem z dnia 2 kwietnia 2004 r., Dz. U. z 2004 r., Nr 71, poz. 6490, z późniejszą zmianą).

[21] Ostańska A., Pasternak A.: *Przykłady dostosowania istniejących budynków wielkopłytowych do potrzeb osób niepełnosprawnych*. Inżynieria i Budownictwo nr 8/2010.

[22] Runkiewicz L.: *Wzmocnienia konstrukcji przy docieplaniu budynków z wielkiej płyty*. Poradnik inspektora nadzoru, kierownika budowy i inwestora nr 7-8/2005. WACETOB.

DIAGNOSIS AND MODERNIZATION OF LARGE PANEL BUILDINGS

Michał WÓJTOWICZ[1]

TRWAŁOŚĆ BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH W ŚWIETLE BADAŃ

STRESZCZENIE

Trwałość elementów konstrukcyjnych budynków wykonanych w technologii wielkopłytowej ma fundamentalne znaczenie dla bezpieczeństwa konstrukcji oraz wysokość nakładów na utrzymanie. Przedstawiono prognozowaną trwałość poszczególnych elementów składowych budynków, posiłkując się badaniami autora oraz danymi z publikacji. Budynki właściwie „zadbane", naprawiane, remontowane mogą być bezpiecznie użytkowane przez kolejne dziesięciolecia.

SŁOWA KLUCZOWE: trwałość, budynki mieszkalne, konstrukcje wielkopłytowe, złącza prefabrykatów

1. WSTĘP

Wielorodzinne budownictwo mieszkaniowe swój rozwój zawdzięcza industrializacji kraju, dążeniu do zamieszkania blisko miejsca pracy i szczupłością terenów przeznaczonych na budownictwo. Początki tego budownictwa (poza typowymi „kamienicami" w dużych miastach) należy datować na połowę XIX wieku. Powstające wówczas ośrodki przemysłowe wymagały znacznej liczby pracowników, którzy wspólnie z rodzinami szukali własnego lokum. Wznoszono budynki 2-6 kondygnacji w konstrukcji murowej ze stropami drewnianymi, w późniejszym okresie żelbetowymi lub ceramiczno-stalowymi. Znacznie bardziej masowy rozwój budownictwa mieszkaniowego w Polsce rozpoczął się po II wojnie światowej, a w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku wprowadzono do wykonawstwa elementy prefabrykowane. Uruchomiono tzw. Fabryki Domów i w ciągu kilkudziesięciu lat wzniesiono w tym kraju wiele budynków wielkopłytowych w systemach takich jak: W-70, WK-70, OWT, Szczeciński. Powstało również szereg systemów

[1] dr inż., Michał Wójtowicz, m.wojtowicz@itb.pl, Instytut Techniki Budowlanej.

regionalnych o mniejszym zakresie stosowania. Dotychczasowe doświadczenia eksploatacyjne i wyniki badań wskazują, że część elementów była niskiej jakości, wiele zastrzeżeń budzi też jakość montażu i robót wykończeniowych. Mimo niskiego standardu, budynki wielkopłytowe będą eksploatowane przez wiele lat, głównie z powodów ekonomicznych.

2. TRWAŁOŚĆ BUDYNKÓW – WYMAGANIA OGÓLNE

W różnych dokumentach i publikacjach z pojęciem trwałości budynku czy budowli związane są: trwałość wyrobu oraz okres użytkowania (projektowany i przewidywany). Poniżej przedstawiono podstawowe definicje.

Trwałość – zdolność budynku i jego części do spełniania wymaganych funkcji przez określony przedział czasu w warunkach oddziaływania określonych czynników [1].

Trwałość wyrobu – zdolność wyrobu do utrzymania wymaganych właściwości użytkowych w czasie, pod wpływem możliwych do przewidzenia oddziaływań. Przy normalnej konserwacji wyrób powinien umożliwić prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym obiektom spełnienie wymagań podstawowych w ekonomicznie uzasadnionym przedziale czasu (okresie użytkowania wyrobu) [2].

Okres użytkowania (obiektu) – przedział czasu, w którym właściwości użytkowe obiektu są utrzymane na poziomie umożliwiającym spełnienie wymagań podstawowych [3] lub czas podczas którego koszty związane z użytkowaniem, utrzymaniem lub naprawą budynku, lub jego części nie są jeszcze nadmierne [1].

Przewidywany okres użytkowania – okres przydatności budowli lub jej części, przewidywany na podstawie stwierdzonych właściwości użytkowych produktów lub badań przyspieszonych (np. podanych przez producenta lub w aprobacie technicznej) [1].

Podstawowymi dokumentami stanowiącymi podstawę do projektowania konstrukcji budowlanych są Eurokody. Eurokod PN-EN 1990 przedstawia następujące wymagania.

Trwałość.
Konstrukcje należy w taki sposób projektować, aby zmiany następujące w projektowym okresie użytkowania, z uwzględnieniem wpływów środowiska i przewidywanego poziomu utrzymania, nie obniżały właściwości użytkowych konstrukcji poniżej zamierzonego poziomu.

Prace związane z trwałością konstrukcji budowlanych podjęto w ITB na początku lat dziewięćdziesiątych. Oparto się na opracowaniach zawartych w normach brytyjskich, a później w normach ISO.

Przyjęto, że podstawowe elementy konstrukcyjne decydujące o bezpieczeństwie budynku oraz elementy niedostępne, powinny spełniać swoje funkcje w całym wymaganym okresie użytkowania budowli, a więc ich trwałość powinna być równa trwałości budynku.

Niektóre części budynku lub wyroby wchodzące w jego skład mogą mieć mniejszą trwałość. Dla uzyskania wymaganego okresu użytkowania muszą być wymieniane, naprawiane lub konserwowane. W tym przypadku można dążyć do maksymalnego zwiększania trwałości poszczególnych elementów, ale w taki sposób aby nie powodowało to niepotrzebnego zwiększania kosztów wznoszenia budynku. Elementy łatwe do wymiany mogą mieć krótszy okres użytkowania np. 3 lub 6 lat.

Z punktu widzenia trwałości, części budynku można podzielić na trzy kategorie.

Do kategorii l zalicza się wszystkie części budynku, których czas użytkowania jest mniejszy od czasu użytkowania budynku. Wymianie podlegają niektóre części budynku lub wyroby, w szczególności części urządzeń mechanicznych, które mogą wymagać wymiany przed ich zniszczeniem dla uniknięcia przerw w użytkowaniu. Do tej kategorii mogą być zaliczone również niektóre elementy konstrukcyjne, które mają trwałość mniejszą od budynku, a zabiegi mające na celu podtrzymanie ich właściwości użytkowych nie są zbyt kosztowne.

Do kategorii 2 zalicza się te części budynku, których okres użytkowania jest krótszy niż budynku, ale istnieje możliwość utrzymania ich właściwości użytkowych na wymaganym poziomie przez zastosowanie pewnych zabiegów umożliwiających przedłużenie okresu użytkowania.

Do kategorii 3 zaliczono te elementy, których uszkodzenie lub zniszczenie może zagrażać bezpieczeństwu budynku, a ich naprawa pociąga za sobą nadmierne koszty. Te elementy powinny mieć trwałość równą trwałości budynku.

W Eurokodzie PN-EN 1990 przedstawiono zalecenia dotyczące projektowanego okresu użytkowania. Dla budynków mieszkalnych (w tym wykonanych w konstrukcji wielkopłytowych) okres ten oceniono na 50 lat (konstrukcje budynków i inne konstrukcje zwykłe). Nie określono na jakiej podstawie oceniono ten okres, być może dotyczy to budynków wykonanych z materiałów o niskiej trwałości. W warunkach polskich nawet „stare" budynki wykonane w konstrukcji murowej z drewnianymi stropami mają dłuższy okres użytkowania niż 50 lat – mimo nienajlepszego poziomu utrzymania.

Wielu autorów publikacji technicznych określa okres użytkowania budynków wielkopłytowych na 60 lat, powołując się na rzekome ustalenia o „tymczasowości budynków" uwzględniane przy projektowaniu. Autor niniejszej publikacji dysponował wieloma dokumentami projektowymi oraz w latach 80-tych i 90-tych prowadził rozmowy z ówczesnymi projektantami. W żadnym dokumencie (poza określeniem trwałości wieszaków ścian warstwowych) nie określono okresu użytkowania (trwałości budynków), a projekty były opracowane na podstawie ówczesnych norm, bez jakichkolwiek odstępstw w kierunku zasad obowiązujących przy projektowaniu wszystkich obiektów.

3. WARUNKI EKSPLOATACJI

Postęp destrukcji elementów konstrukcyjnych budynków mieszkalnych zależy w znacznym stopniu od warunków eksploatacji.

- Zasadniczy wpływ na trwałość obiektów mają oddziaływania atmosferyczne w tym: opady, temperatura i jej wahania, zamarzanie i odmrażanie, oddziaływanie skroplonej pary, gazów i pyłów agresywnych. Najbardziej narażone na wpływ tych czynników są elementy zewnętrzne budynków tj. ściany elewacyjne, balkony, loggie, pokrycia dachowe oraz systemy odwodnień dachów i ścian. Czynniki atmosferyczne mogą przenikać również w głąb, np. przez źle uformowane połączenia konstrukcji nośnej i elewacji. Mimo, że środowiska w większości miast mają stosunkowo niski stopień agresywności, ich długotrwałe działanie może powodować znaczne uszkodzenia. Niszczenie elementów następuje w wyniku łącznego działania czynników chemicznych i fizycznych, a szybkość degradacji zależy od rodzaju zastosowanych materiałów, ich jakości, staranności wykonania i możliwości zawilgocenia. Dla istniejącego budynku, z określonym poziomem wad, szybkość degradacji jest zależna od ograniczenia dostępu wody do elementów konstrukcji, dlatego ważna jest sprawność systemu odwodnienia, dobra izolacja płyt balkonów i loggii, szczelność styków między płytami.

- Fundamenty i ściany piwnic są narażone na działanie wód gruntowych i gruntów. Powinny być skutecznie izolowane od wpływu środowiska gruntowego, gdyż nawet wody o niskiej agresywności powodują destrukcję betonu. Izolacje przeciwwilgociowe ścian piwnicznych są często w złym stanie. Znane są przypadki, gdy brak właściwej izolacji i działanie wód gruntowych spowodowały nawet zniszczenia naziemnych części budynków. Naprawa izolacji w obiektach eksploatowanych jest często trudna do wykonania. Ważnym elementem destrukcji ścian powyżej poziomu terenu jest oddziaływanie chlorków pochodzących od środków odladzających (w częściach budynku, w których chodniki są usytuowane przy ścianie lub w bezpośredniej jej bliskości).
- Wewnątrz budynków temperatura i wilgotność są na ogół na stałym poziomie i nie obserwuje się rozwoju korozji w tych warunkach. Problemy występują w przypadkach, gdy ściany zewnętrzne w pewnych strefach przemarzają lub są zawilgocone, wówczas wewnątrz budynku mogą wystąpić niekorzystne zjawiska. Znaczną część budynków wzniesionych w konstrukcjach wielkopłytowych docieplono, co spowodowało poprawę warunków cieplno-wilgotnościowych w pomieszczeniach oraz wyeliminowania zawilgocenia wodami opadowymi ścian od zewnątrz.

Konstrukcje budynków wykonano jako betonowe (w tym z keramzytobetonu) oraz żelbetowe. Stąd warunki środowiskowe eksploatacji określa się wg PN-EN 206-1.

4. PROGNOZOWANA TRWAŁOŚĆ ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH

4.1. Stropy

W budownictwie wielkopłytowym stosowano powszechnie płytowe kanałowe stropy żelbetowe. W niektórych realizacjach stosowano (na niewielką skalę) stropy kanałowe sprężone splotami. Stropy od góry były osłaniane warstwami tworzącymi tzw. „podłogę pływającą" a więc izolację akustyczną, warstwę dociskową z zaprawy i nawierzchnię podłogi.

Od dołu stropy były tynkowane w sposób tradycyjny (tynkiem cementowo-wapiennym) lub tynkiem pocienionym. Zbrojenie stalowe stropów jest chronione przez beton, którego otulina powinna odpowiadać wymaganiom norm. Klasy ekspozycji typowych stropów można – zgodnie z PN-EN 206-1 – określić jako XC – korozja spowodowana karbonatyzacją w środowisku suchym (XC1) lub umiarkowanie wilgotnym (XC3). W trakcie oględzin wielu budynków nie stwierdzono uszkodzeń korozyjnych stropów objawiających się odpadaniem otuliny w miejscach korozji prętów zbrojeniowych. Głębokość karbonatyzacji betonu była niewielka.

Jedyne obserwowane uszkodzenia dotyczą spękań tynku w miejscach styku sąsiednich płyt. Są one spowodowane różnicami w ugięciu płyt na skutek obciążeń użytkowych i niewłaściwego wypełnienia szczelin między płytami. Stwierdza się również pęknięcia płyt stropowych wzdłuż ścian zewnętrznych osłonowych (pęknięcia równoległe do zbrojenia głównego) spowodowane ugięciem eksploatacyjnym płyt przy niewłaściwym wykonaniu złącza: płyta stropowa – warstwa nośna ściany osłonowej. Szczeliny między elementami zamiast wypełnienia materiałem podatnym na odkształcenie wypełniono betonem lub zaprawą cementową powodując dodatkowe podparcie prostopadłe do ścian nośnych na których oparto płyty. Pęknięcia te nie mają wpływu na nośność stropów. Trwałość stropów można ocenić na co najmniej 100 lat.

4.2. Ściany wewnętrzne (konstrukcyjne i działowe)

Ściany konstrukcyjne (nośne i usztywniające) wykonywano z betonu. Ściany były zbrojone w niewielkim stopniu, głównie stosowano zbrojenie przy otworach (zbrojenie nadproży) i na obwodzie płyt. W niektórych rozwiązaniach stosowano na całej powierzchni płyt zbrojenie w postaci zgrzewanej siatki. Grubość ścian wynosiła kilkanaście centymetrów, różniła się w zależności od systemu konstrukcyjnego. Ilość zbrojenia w zasadzie nie przekraczała 1% przekroju betonowego.

Ściany działowe wykonywano z różnych materiałów. Podstawowym typem ściany były płyty betonowe o grubości kilku centymetrów zbrojone siatką (np. Ø 4,5 co 30 cm). Stosowano również ściany murowane z cegły, kształtek gipsowych, bloczków gazobetonowych oraz ściany gipsowe (tzw. „plaster miodu") lub typowe ściany gipsowo-kartonowe na ruszcie drewnianym lub stalowym. Warunki eksploatacji dla ścian z betonu można określić jako XC1 i XC3 analogicznie jak stropów. Nie stwierdza się uszkodzeń ścian spowodowanych oddziaływaniem środowiskowym.

Uszkodzenia ścian konstrukcyjnych jak i niekonstrukcyjnych (działowych) są widoczne w wielu budynkach. Najczęściej występujące są pęknięcia biegnące w różnych kierunkach. Największą liczebność mają pęknięcia nadproży przy otworach. Jest trudno ocenić, czy pęknięcia wystąpiły w czasie transportu, czy też w czasie eksploatacji. Użytkownicy mieszkań nie są w stanie wskazać czasu pojawienia się pęknięć. Często, jeżeli pęknięcia wystąpiły w czasie transportu lub montażu, zostały osłonięte tynkiem który maskował pęknięcia, a pęknięcia tynku w miejscach pęknięć ścian ujawniały się po jakimś (bliżej nieokreślonym) czasie. Innymi, często obserwowanymi uszkodzeniami były pęknięcia ukośne na powierzchni poza otworami, często występujące na całej wysokości ścian. W takim przypadku przyczyny mogą być różne, ważnym elementem był niewłaściwy montaż – nieciągłe podparcie płyt na wieńcach, brak uzupełnienia szczelin po rektyfikacji itp. Uszkodzenia te nie mają większego wpływu na bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji budynków. Oględziny i badania wykazały brak objawów korozji betonu, głębokość karbonatyzacji wynosiła kilka – kilkanaście milimetrów. Nie stwierdzono również objawów korozji zbrojenia czy odspojenia otuliny.

Trwałość ścian betonowych można określić na co najmniej 100 lat. Podobną trwałość można ocenić dla ścian działowych murowanych z cegły, gazobetonu, pustaków pompowanych, bloczków gipsowych. Ściany lekkie np. z płyt gipsowo-kartonowych czy tzw. „plaster miodu" mają mniejszą trwałość eksploatacyjną, jednak są to elementy wymienialne, w każdej chwili istnieje możliwość demontażu ściany i wykonanie nowej z podobnych lub innych materiałów.

4.3. Ściany nośne piwnic

Ściany piwnic, analogicznie jak ściany konstrukcyjne kondygnacji naziemnych wykonano z betonu. Zbrojenie usytuowano zazwyczaj wzdłuż obrzeży, przy nadprożach i przy hakach transportowych. Grubość ścian wynosiła średnio (dla różnych systemów) około 20 cm. Dla ścian zewnętrznych nie przewidywano dodatkowego ocieplenia. Warunki eksploatacji są zróżnicowane. Od zewnątrz na betonowe ściany oddziaływają środowiska o klasach: XC – korozja spowodowana karbonatyzacją i XF – agresywne oddziaływanie zamrożenia/odmrożenia (w tym przy cokołach – w obecności środków odladzających). Obserwacje i przeglądy okresowe potwierdzają bardzo niewielkie obszary uszkodzeń, mimo nie zawsze skutecznej izolacji poziomej i pionowej oraz lokalnych uszkodzeń warstw zewnętrznych cokołów. Trwałość ścian betonowych piwnic można określić na co najmniej 100 lat.

4.4. Ściany zewnętrzne

W budynkach wielkopłytowych stosowano głównie trzy rodzaje ścian:
- ściany keramzytobetonowe (system szczeciński),
- ściany osłonowe z dyli gazobetonowych,
- ściany betonowe trójwarstwowe.

Ściany keramzytobetonowe wykonywano jako samonośne (o grubości 36 cm) i nośne (grubość 40 cm) z fakturą zewnętrzną z betonu na grubym żwirze. Prefabrykaty były elementami betonowymi (z wyjątkiem nadproży) zbrojone obwodowo. Zbrojenie miało za zadanie przeniesienie sił rozciągających powstałych w czasie rozformowania, transportu i montażu oraz sił wynikających z ciągłości złączy i wpływu odkształceń termicznych. W obrzeżach wytworzono 4 poziome pętle do połączenia w złączach pionowych. Ściany były od wewnątrz tynkowane. Keramzytobeton w sposób mniej skuteczny od betonu chroni stal zbrojeniową. Jednak uwzględniając grubość prefabrykatów, grubość otuliny istnieje małe prawdopodobieństwo korozji zbrojenia, jak również korozji betonu. Zbrojenie po zamontowaniu elementów nie pełni praktycznie żadnej funkcji konstrukcyjnej. Ściany są eksploatowane w warunkach klas środowiskowych: XC – korozja spowodowana karbonatyzacją i XF – agresywne oddziaływanie zamrażanie/odmrażanie. Jednak obserwacje stanu budynków potwierdzają dość dobry stan ścian, a trwałość elementów można ocenić na co najmniej 100 lat.

Ściany z dyli gazobetonowych wykonano jako zbrojone. Stal zbrojeniowa w gazobetonie nie jest chroniona przed korozją, stąd niezbędne było jej dodatkowe zabezpieczenie. Ówczesne technologie zabezpieczania stali były mało skuteczne, a powłoki zabezpieczające często ulegały degradacji podczas autoklawizacji. Ponadto do scalania poszczególnych dyli stosowano niezabezpieczone przed korozją stalowe cięgna, które również mogą korodować. Stąd trwałość takich ścian osłonowych nie jest zbyt duża. Autor nie spotkał się z publikacjami, które zawierałyby ocenę ścian po jakimś okresie eksploatacji lub informacji o awariach takich ścian. Należy oceniać, że okres trwałości ścian właściwie minął, lub mija, brak jest jednak wiarygodnych danych na ten temat. Na uwagę zasługuje fakt, że są to elementy wymienialne, a ich uszkodzenie lub wymiana nie wpływa na bezpieczeństwo budynku. Ściany te można w łatwy sposób wymienić demontując wsporniki i cięgna, na których są zawieszone i wykonać nowe ściany osłonowe w lekkiej konstrukcji.

Ściany trójwarstwowe

Ścienne płyty warstwowe składają się z trzech wzajemnie połączonych warstw:
- warstwy zewnętrznej wykonanej z betonu zbrojonego,
- warstwy ocieplającej z wełny mineralnej lub styropianu,
- warstwy nośnej z betonu zbrojonego.

Warstwa ocieplająca znajduje się po zewnętrznej stronie warstwy nośnej. Wełna mineralna i styropian są materiałami porowatymi, wymagają osłonięcia przed uszkodzeniami mechanicznymi i zawilgoceniem. W prefabrykowanych elementach ocieplenie osłania zewnętrzna płyta betonowa.

Warstwy płyt połączone są metalowymi łącznikami, które mają umożliwić w miarę swobodne odkształcanie pod wpływem temperatury i przenosić obciążenie płytą zewnętrzną. Jako łączniki stosuje się wieszaki i szpilki:
- Wieszaki metalowe o kształcie pętli zbliżonej do trójkąta, z prętów stalowych o średnicy 8 mm (dopuszczalne 6 i 9 mm), przechodzące przez wszystkie trzy warstwy płyty, przy

czym współpracują ze zbrojeniem płyt poprzez zakotwienie prętami poprzecznymi. Połączenie zapewnione jest przez odpowiednie ukształtowanie wieszaków. Liczba i rozmieszczenie wieszaków w płycie powinna gwarantować nośność wystarczającą do bezpiecznego przenoszenia ciężaru warstwy zewnętrznej na wewnętrzną warstwę nośną ściany, przy jednoczesnym zachowaniu swobody odkształceń.

- Szpilki wykonane z drutu stalowego o średnicy od 3 do 4,5 mm mają kształt wydłużonego „U". Usytuowane obwodowo w płycie i wokół otworów szpilki w liczbie kilkunastu do kilkudziesięciu sztuk, spełniają funkcję stabilizującą warstwę zewnętrzną płyty, oraz przenoszą obciążenia od ssania wiatru.

Z omówionych wyżej elementów najbardziej narażone na degradację są łączniki warstw i to one decydują o trwałości całej ściany. Te elementy są praktycznie niewymienialne i dlatego powinny być starannie wykonane z trwałych materiałów. Odpadnięcie zewnętrznej płyty betonowej o masie 1-2,5 tony stanowi zagrożenie dla ludzi.

W mniejszym stopniu o trwałości ściany decyduje warstwa zewnętrzna, która może być naprawiana. Mogą też być stosowane zabiegi hamujące postęp jej degradacji.

Analiza istniejących elewacji w budynkach wykonanych w technologii wielkopłytowej wykazuje, że na etapie projektowania i wykonywania ścian popełniono pewne błędy powodujące zaniżenie jakości i trwałości [4, 8, 9, 10]. Przykładem mogą być problemy z płytami betonowymi, których warstwy są połączone łącznikami stalowymi. Przy zastosowaniu łączników o odpowiedniej odporności na korozję, można uzyskiwać trwałość połączenia równą trwałości płyty żelbetowej. Z powodu nieprawidłowości wykonania oraz stosowania nieodpowiednich materiałów wmontowywano w płyty łączniki o trwałości 20-80 lat.

Metalowe łączniki (wieszaki) warstw ścian powinny być wykonane ze stali nierdzewnych o odpowiednich parametrach wytrzymałościowych. Stal nierdzewna w stanie obrobionym cieplnie jest odporna na działanie warunków eksploatacji płyt. W wyniku wad produkcji hutniczej (braku obróbki cieplnej - przesycania) stwierdzono np. pęknięcia wieszaków w strefie zagięć, będące wynikiem korozji naprężeniowej o przebiegu międzykrystalicznym. Wobec powszechnego braku stali nierdzewnych stosowano również wieszaki ze stali zwykłych lub ze stali nierdzewnych nie spełniających parametrów wytrzymałościowych. Korozja wieszaków jak i wady wykonawcze wskazują na konieczność wzmocnień połączeń warstw płyt w niektórych systemach budownictwa wielkopłytowego.

Na etapie wykonawstwa płyt w wytwórniach popełniono wiele wad takich jak:

- stosowanie niewłaściwych stali wieszaków,
- brak lub nieprawidłowe kotwienie wieszaków w warstwie nośnej lub fakturowej,
- brak lub złe rozmieszczenie szpilek,
- zwiększona grubość betonu warstwy fakturowej i zmniejszona grubość warstwy ocieplenia,
- niewłaściwe otulenie siatek zbrojeniowych płyt fakturowych [4,5].

Dodatkowo w trakcie montażu popełniono wiele błędów związanych z zawieszaniem lub podparciem płyt (po rektyfikacji), brak izolacji termicznej w złączach, zła jakość betonu złączy, zabetonowanie dylatacji warstw fakturowych.

Efektem tego było występowanie wielu uszkodzeń takich jak:

- spękanie warstw fakturowych od zewnątrz [6][7],
- pękanie wieszaków i odpadanie warstwy fakturowej [4, 7],
- przemrożenie ścian (zbyt mała izolacja termiczna).

Obserwowane uszkodzenia nie stanowią jednak zagrożenia bezpieczeństwa budynku. Spękania i uszkodzenia w rejonie nadproży, nawet z jednostronnym „wypchnięciem" ściany na zewnątrz budynku nie stanowią zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji nośnej [9]. Również współpraca ścian osłonowych z konstrukcją nośną budynków wielkopłytowych w systemie W-70 nie jest istotna dla zachowania bezpieczeństwa konstrukcji nośnej [9].

Problem odpadania warstw fakturowych stanowi potencjalne niebezpieczeństwo dla ludzi aktualnie przebywających w strefie upadku. Lokalny brak tej warstwy może być uzupełniony np. konstrukcją lekką. Odpadnięcie warstwy fakturowej lub jej przemieszczenie jest sygnałem świadczącym o niewłaściwej jakości wieszaków i szpilek i zobowiązujący właściciela do podjęcia natychmiastowych kroków dla uzupełnienia mocowania ścian. Metody uzupełniania łączników są powszechnie znane [8, 10]. Wzmocnienia powinny być stosowane szczególnie przed docieplaniem budynków. Ściany od zewnątrz są eksploatowane w środowiskach: XC – korozja spowodowana karbonatyzacją i XF – agresywne oddziaływanie zamrażania i rozmrażania – bez środków odladzających, a od wewnątrz w środowisku XC.

Trwałość ścian (po rozpoznaniu jakości kotwienia warstw i ewentualnym wzmocnieniu) może być oceniona na nie mniej niż 60 lat. Dodatkowe docieplenie (osłona płyt przed oddziaływaniami środowiskowymi oraz zmniejszenie obciążenia wieszaków na skutek odkształceń termicznych) w sposób zasadniczy wpłynie na zwiększenie okresu trwałości.

4.5. Balkony i loggie

Balkony żelbetowe również podlegają procesom korozyjnym. Skutkiem oddziaływań atmosferycznych przy niedostatecznej izolacji przeciwwodnej, jest niszczenie mechaniczne (głównie przez rozsadzanie przez zamarzającą w porach betonu wodę) jak i chemiczne (wyługiwanie składników zaczynu cementowego, karbonatyzacja i związana z tym korozja stali zbrojeniowej). Szczególnej destrukcji podlegają krawędzie płyt, narażonych na oddziaływanie spływającej wody opadowej.

W systemach wielkopłytowych stosowano kilka rodzajów balkonów, balkony będące częścią płyty stropowej, balkony dociskane ciężarem do ściany budynku, balkony mocowane do stropu, balkony podwieszane i balkony z dodatkową konstrukcją wsporczą. Najbardziej podatnymi na korozję są balkony mocowane do stropu i balkony podwieszone.

Balkony mocowane do stropu są płytami, które łączono do stropu przez spawanie bądź przykręcenie marek zabetonowanych w stropie i płycie balkonu. Złącza po spawaniu powinny być starannie wypełnione betonem, a na ich powierzchni powinna być wykonana izolacja wodoszczelna. Praktyka budowlana nie zawsze odpowiadała założeniom projektowym, przez co wody opadowe mogą wnikać do złączy niedostatecznie otulonych betonem. Balkony tego typu wymagają okresowego nadzoru rzeczoznawców.

Balkony podwieszone są stosowane sporadycznie. Płyta betonowa opiera się o ścianę zewnętrzną lub strop, a przy krawędzi zewnętrznej jest podwieszana do ściany stalowymi cięgnami. Cięgna są zazwyczaj obetonowane, rzadziej zabezpieczone powłokami malarskimi. Staranne zabezpieczenie cięgien decyduje o bezpieczeństwie eksploatacji balkonów.

Oddziaływaniom korozyjnym podlegają również balustrady balkonów, wykonane z prętów lub płaskowników stalowych. Szybkość korozji stali jak i sposoby zabezpieczeń są analogiczne jak typowych konstrukcji stalowych.

Balkony są elementami które corocznie powinny być poddawane przeglądom, a stwierdzone uszkodzenia powinny być przez właścicieli (zarządców) naprawiane. Jednak ocena ogranicza się zazwyczaj do oględzin spodu płyty balkonowej, bez sprawdzania stanu mocowania do ściany lub

stropu. W publikacjach brak jest informacji o wynikach oceny stanu technicznego elementów mocujących, bo praktycznie takie badania nie są wykonywane. Zasady prowadzenia badań zawarto w wydawnictwie ITB [11].Trwałość balkonów jest trudno ocenić, zależy przede wszystkim od utrzymania – a więc skutecznej izolacji poziomej płyty i właściwych warstwach nawierzchniowych.

Płyty loggii ulegają takiej samej destrukcji jak balkony. Ważnym czynnikiem decydującym o ich trwałości jest fakt, że są wolnopodpartymi płytami, a ich podparcie na ścianach nie budzi technicznych zastrzeżeń. Trwałość prawidłowo eksploatowanych i cyklicznie naprawianych loggii można ocenić na co najmniej 100 lat.

4.6. Złącza elementów konstrukcyjnych

Prefabrykaty betonowe i żelbetowe wykonywano w wytwórniach stacjonarnych i poligonowych, w których możliwy był nadzór nad produkcją. Mimo tego, stwierdza się wiele wad, szczególnie w ścianach warstwowych (co przedstawiono wyżej). Natomiast montaż elementów wykonywano na budowie, często przy niedostatecznym nadzorze kierownika budowy i inspektora nadzoru. O trwałości połączeń (a więc i całego budynku) decydowały dwa wyniki: dokładność montażu oraz dokładność i jakość wykonania połączeń.

W Polsce stosowano montaż swobodny (systemy OWT, SZ) i montaż wymuszony (W-70, Wk-70, WWP). Montaż wymuszony gwarantował lepszą tolerancję wykonania, jakkolwiek zdarzały się przypadki odcinania lub odginania śrub rektyfikacyjnych, bo „przeszkadzały w montażu".

Jednak najbardziej znaczącym czynnikiem jest jakość złączy (poziomych i pionowych) prefabrykatów oraz sposób łączenia (spawania) ich między sobą za pomocą różnych akcesoriów metalowych. Należy uwzględnić, że roboty wykonywano w różnych porach roku jak i w różnych porach doby (często montaż odbywał się całodobowo), przy różnych umiejętnościach wykonawców i właściwego nadzoru. Złącza, po ustawieniu prefabrykatów, ich ewentualnym połączeniu, ułożeniu zbrojenia (np. wieńcy stropowych) należało wypełnić betonem. Według projektów powinien to być beton drobnoziarnisty $R_w = 170$ lub $R_w = 200$, o konsystencji półciekłej, z zagęszczeniem masy wibratorem pogrążalnym. Budynki montowano również w okresach niskich temperatur. Jest więc możliwe, że stosowano dodatki przyspieszające wiązanie – czyli najbardziej wówczas popularny chlorek wapnia.

W skali kraju to tysiące budynków, a jakość wykonania mogła być różna w każdym budynku. Każdy budynek, mimo analogii konstrukcyjnych, jest jednak inny i problemy mogą być różne. Klasy eksploatacji złączy można określić jako XC – korozja spowodowana karbonatyzacją w środowisku suchym – XC1 – dla złączy poziomych i pionowych wewnątrz budynku, lub umiarkowanie wilgotnym – XC3 złączy zewnętrznych. Uwzględniając docieplenie większości budynków, obecnie złącza elementów zewnętrznych również są eksploatowane w środowisku suchym. Oczywiście zdarzają się miejsca większego zawilgocenia, występują one w przypadkach zawilgocenia od domowych instalacji kanalizacyjnej i wodociągowej. Lokalnie należy się liczyć z obecnością chlorków w betonie (montaż w okresie zimowym), ale ocena stopnia zagrożenia stali przed korozją wymaga wykonania badań na poszczególnych budynkach.

Na podstawie badań złączy poziomych i pionowych przeprowadzonych przez zespół ITB na budynku wykonanym w technologii Wk – 70 po ok. 40-tu latach eksploatacji, stwierdzono następujący stan [12]:

- beton złączy był różnej jakości, na ogół dość dobrze zagęszczony, wykonany z kruszywa o różnej granulacji (w części próbek stwierdzono kruszywo o średnicy do 30 mm, a w części do 3 lub 5 milimetrów).

- w betonie stwierdzono śladowe ilości chlorków (charakterystyczne dla cementu i wody zarobowej), nie stwierdzono więc dodatku chlorków dla przyspieszenia wiązania,
- odsłonięte pręty zbrojenia złączy (przede wszystkim wieńcy) nie miały jakichkolwiek śladów korozji, które mogły powstać w czasie eksploatacji),
- beton charakteryzował się wysoką alkalicznością, a karbonatyzacja była niewielka.

Można więc stwierdzić, że średnio lub dość dobrze wykonane złącza nie ulegają destrukcji (spowodowanej korozją) po kilkudziesięciu latach. Oceniając stan złączy tego budynku, możliwość dalszej korozji wywołanej przede wszystkim karbonatyzacją, trwałość można określić na co najmniej 100 lat. Jednak sytuacja jak opisana wyżej nie zawsze ma miejsce. Stwierdza się występowanie spękań złączy pionowych np. pojedyncze rysy w narożach ścian o rozwartości od 0,5 nawet do 4 mm, na połączeniu ścian wewnętrznych [13]. Pęknięcia i występowanie szczelin są spowodowane: błędami montażowymi oraz specyfiką przestrzennej pracy konstrukcji budynku. Ważnym elementem jest ocena momentu powstania rysy (może powstała w czasie budowy, a odsłoniła się gdy pękł tynk) oraz monitoring jej rozwartości. Wielokrotnie rysy nie mają znaczenia konstrukcyjnego, są efektem braku przewidywania pewnych konsekwencji eksploatacyjnych na etapie projektowania. Typowym przykładem są rysy powstałe na styku ścian poprzecznych klatki schodowej – płyta osłonowa w systemie OWT. Ściany osłonowe klatek są przyspawane (marka do marki) do ścian poprzecznych, a złącza są zaprojektowane mało poprawnie.

Szereg błędów wykonawczych konstrukcji złączy niewykończonego budynku w systemie OWT przedstawiono w pracy [14]. Stwierdzono niewłaściwe łączenie elementów (poprzez spawanie). Elementy ścienne były niewłaściwie montowane – na różnych poziomach, przez co niezbędne było wyginanie płaskowników łączących ściany. Stwierdzono również pęknięcia w złączach, a złącza ostatniej kondygnacji nie były osłonięte betonem. Zły stan elementów budynku i złączy był spowodowany przerwaniem budowy ponad 20 lat temu i bezpośrednim oddziaływaniem czynników atmosferycznych.

4.7. Podsumowanie

O trwałości budynku decydują te elementy, których trwałość jest najniższa, a ich naprawa pociąga za sobą nadmierne koszty. Elementy kategorii 3, których zniszczenie może zagrażać bezpieczeństwu budynku to: ściany nośne (wewnętrzne i zewnętrzne), stropy oraz złącza konstrukcyjne.

O ile stan techniczny prefabrykatów można łatwo ocenić metodami eksperckimi nieniszczącymi, to stan złączy jest trudny do oceny bez wykonania odkrywek. Stąd w literaturze brak jest opisu znaczących badań złączy. Prawidłowo wykonane złącza powinny mieć trwałość równą trwałości prefabrykatów, ale ich jakość nie jest znana w stopniu wystarczającym do jednoznacznej oceny.

Balkony można zaliczyć do kategorii trwałości 2, ich okres użytkowania (z uwagi na oddziaływanie atmosferyczne) może być krótszy niż budynku, ale istnieje możliwość stosowania zabiegów remontowych dla utrzymania właściwości użytkowych analogicznie jak całego budynku. Ściany osłonowe można zaliczyć do kategorii 2 lub do 1 (elementy wymienialne). Występują tu dwie możliwości – naprawy i wzmocnienia mocowania ścian lub ich wymiany. Wymiana jest technicznie możliwa, należy jednak poprzedzić ją obliczeniami statycznymi, gdyż w niektórych przypadkach mogą pełnić funkcję usztywniającą budynek.

Dotychczasowe obserwacje zachowania się budynków wskazują, że nie następuje ich destrukcja w takim stopniu, aby zagrażała bezpieczeństwu konstrukcji [15]. Właściwa eksploatacja tzn. dokonywanie przeglądów, niezbędnych napraw, docieplanie itp. w sposób znaczący wpływa na trwałość i bezpieczeństwo budynków.

Literatura

[1] Sciślewski Z.: *Zasady projektowania budynków i budowli z uwzględnieniem trwałości*. Warszawa: ITB, 1994 Prace Naukowe ITB.

[2] Dokumenty Unii Europejskiej dotyczące budownictwa Trwałość budynków i okres użytkowania wyrobów budowlanych w ustaleniach technicznych zharmonizowanych z dyrektywą 89/106/EWG. Wyd. ITB 2002.

[3] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG.
Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich w sprawie zbliżenia ustaw i aktów wykonawczych państw członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych (89/106/EWG).

[4] Wójtowicz M.: *Możliwość awarii warstwowych ścian zewnętrznych budynków wielkopłytowych – problem realny czy sensacja medialna*. Konferencja Awarie budowlane, 2011.

[5] Ściślewski Z., Woyzbun I., Wójtowicz M.: *Bezpieczeństwo i trwałość zewnętrznych ścian warstwowych*. Konferencja Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych, Konferencja ITB, Mrągowo 1999.

[6] Dębowski J.: *Typowe uszkodzenia w budynkach wielkopłytowych*, Przegląd budowlany nr 10/2012.

[7] Wójtowicz M., Woyzbun I.: *Wady i usterki zakotwienia wieszaków w warstwowych betonowych płytach ściennych*, VI Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego – Warsztat Pracy", Cedzyna k. Kielc, 2000.

[8] Ligęza W., Dębowski J., Nowak-Dzieszko K., Rojewska-Warchoł M.: *Zagadnienia remontowe i modernizacyjne w budynkach z „wielkiej płyty"*. XXIX Ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji, Szczyrk 2014.

[9] Ligęza W., Kołaczkowski M.: *Wpływ ścian osłonowych na bezpieczeństwo budynków wielkopłytowych*. Izolacje nr 6/2013.

[10] Woyzbun I., Wójtowicz M., Konieczny K.: *Metodyka oceny stanu technicznego wielkopłytowych warstwowych ścian zewnętrznych. Dodatkowe połączenia warstwy fakturowej z warstwą konstrukcyjną wielkopłytowych ścian zewnętrznych*, Instrukcja ITB 374/2002.

[11] Szymański J.: *Balkony i loggie w budynkach wielkopłytowych*. Instrukcja ITB nr 375/2002.

[12] Wójtowicz M., Możaryn T.: *Stan techniczny złączy prefabrykatów budynku wielkopłytowego po 40 latach eksploatacji*. Konferencja „Awarie budowlane" 2013.

[13] Dębowski J.: *Typowe uszkodzenia w budynkach wielkopłytowych*. Przegląd budowlany nr 10/2012.

[14] Miedziałowski C., Żakowicz A., Baszeń M.: *Stan konstrukcji nieukończonego budynku w technologii OWT po ponad 20 latach*. Materiały budowlane nr 9/2013.

[15] Wierzbicki S.M., Sieczkowski J.: *Bezpieczeństwo konstrukcji budynków wielkopłytowych*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 9/2013.

LIFE OF BUILDINGS IN THE LIGHT OF RESEARCH OF PANEL

Jerzy Z. PIOTROWSKI[1]

PROBLEMY EKSPLOATACJI I ZAKRESY PRAC REMONTOWYCH I MODERNIZACYJNYCH BUDOWNICTWA MIESZKANIOWEGO SYSTEMOWEGO

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono podstawowe informacje o budownictwie systemowym wraz z wyszczególnieniem słabych i wadliwych rozwiązań na przykładzie systemu W-70. Szczegółowo przeanalizowano i opisano zakres koniecznych prac remontowych i modernizacyjnych wraz z określeniem zastępczych rozwiązań materiałowych i technologicznych. Analizą objęto budynki w aspekcie bezpieczeństwa, ciepłochronności, wymiany powietrza i wentylacji, instalacji, komfortu wizualnego i użytkowego.

SŁOWA KLUCZOWE: budownictwo mieszkaniowe systemowe, wadliwe rozwiązania, problemy eksploatacji, bezpieczeństwo, prace remontowe

1. WPROWADZENIE

Największy rozwój budownictwa systemowego w Polsce przypadł na przełom lat 70. i 80. ubiegłego wieku. Wtedy zaprojektowano i zrealizowano budownictwo systemowe zarówno w odniesieniu do budownictwa mieszkaniowego, użyteczności publicznej jak i przemysłowego. Powstały i realizowane były m.in. systemy: szczeciński, W-70, OWT, SBO, FF. Bazą wszystkich tych systemów była konstrukcja żelbetowa w wersji prefabrykowanej. Na potrzeby intensyfikacji i organizacji procesu budowlanego powstawały wytwórnie i poligony prefabrykacji, tzw. fabryki domów, z częściową automatyzacją produkcji, z szerokim zakresem asortymentowym, obejmujące pełną produkcję, składowanie i transport na plac budowy.

[1] dr hab. inż. Jerzy Z. Piotrowski, prof. PŚk, Politechnika Świętokrzyska, WIŚGiE, piotrowski@tu.kielce.pl

Powstawały systemy regionalne oparte na modyfikacji rozwiązań krajowych, co wynikało głównie z dostępności do surowców budowlanych, a także wprowadzonych lokalnie zmian gabarytów elementów. I tak w systemie szczecińskim zmodyfikowano regionalnie rozwiązanie ścian osłonowych, w OWT filarki międzyokienne, a w Wk-70 grubość i konstrukcję płyt stropowych.

Podstawowym zadaniem budownictwa systemowego była, nadal aktualna i dziś, potrzeba stworzenia zunifikowanego i modularnego systemu, umożliwiającego szybką, fabryczną produkcję i krótką, w dużej części opartą na montażu, realizację procesu budowlanego. Z perspektywy czasu sam pomysł był bardzo dobry, uzasadniony społecznie i gospodarczo, natomiast realizacja, przede wszystkim ubogość surowcowa i materiałowa, ograniczyła to budownictwo do działań szablonowych, powtarzalnych, z dużym ograniczeniem funkcjonalnym i obarczonych wadami. Zdecydowanym sukcesem zakończyłoby się powtórzenie obecnie budownictwa systemowego, ale z warunkiem odpowiednio powiększonego modułu konstrukcyjnego, z możliwością dowolnej aranżacji i z urozmaiconym detalem architektonicznym, z modyfikacją w zakresie rozwiązań materiałowych zgodnych z zasadami wytrzymałościowymi, trwałościowymi i fizykalnymi, z doborem instalacyjnym zgodnym z zasadą komfortu mikroklimatycznego, a w następnej kolejności energetycznego, z uzupełnieniem w postaci optymalnie dobranych instalacji OZE. Taki system współcześnie mógłby stać się podstawą rozwoju branży budownictwa kubaturowego.

W zrealizowanym w latach 1970 – 1990 budownictwie systemowym mieszkaniowym, zamieszkuje obecnie w Polsce ok. 4 mln osób, w ok. 800 tys. mieszkań. Dodatkowo drugie tyle osób ma związek z tym budownictwem poprzez okresowe użytkowanie tych obiektów, jak również obiektów budownictwa systemowego użyteczności publicznej, czy przemysłowej.

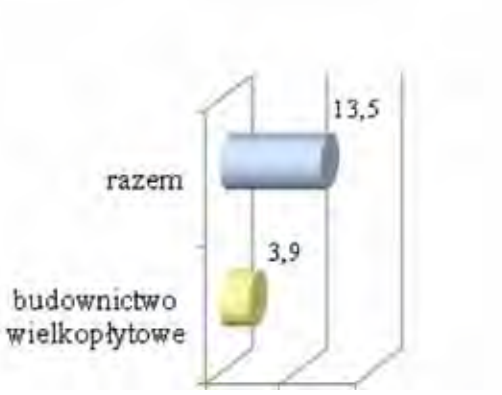
Do analizy problemu eksploatacji, z uwagi na skalę, wybrano budownictwo mieszkaniowe, a ze względu na powszechność, system W-70. Jest on najliczniej reprezentowany w zakresie ilościowym zarówno pojedynczych budynków jak i kompleksów osiedlowych w całej Polsce. Jest on również, w grupie budownictwa systemowego, najbardziej na ówczesne czasy wysublimowany konstrukcyjnie, architektonicznie i technologicznie. Wady technologiczne i wynikające ze zmiany obowiązujących normatyw wyszczególniono i określono mianem „słabe ogniwa"

2. PODSTAWOWE INFORMACJE Z WYSZCZEGÓLNIENIEM SŁABYCH OGNIW

System W-70 został zaprojektowany na podstawowym module 0,6 m, z modułem 0,3 m dla elementów wykończeniowych, instalacyjnych i wykonywanych otworów [1]. Podstawowym schematem konstrukcyjnym był układ poprzeczny ścian nośnych, z wyjątkiem rzadko stosowanego układu mieszanego.

Klasyczną podstawę konstrukcji tworzyły **fundamenty** ławowe żelbetowe oraz **ściany piwnic** żelbetowe prefabrykowane lub wylewane na placu budowy. Prefabrykaty ścian piwnic zróżnicowano – ściany nośne, poprzeczne i podłużne usztywniające, jednorodne w przekroju, o grubości 0,15 m, ściany osłonowe łupinowe, żelbetowe, zmienne geometrycznie w przekroju, z żebrami na obrzeżach i w środku, połączonych pocienioną ścianką. Piwnice zabezpieczone przeciwwilgociowo na poziomie fundamentów najczęściej papą, na ścianach piwnic z izolacją powłokową (komponenty abizolu lub bitizolu). Nie stosowano ocieplenia ścian piwnic. Okna w piwnicach tylko w pomieszczeniach specjalnych – suszarniach, pralniach ewentualnie kotłowniach lub węzłach cieplnych. **Słabe ogniwa:** brak docieplenia ścian, mało skuteczne zabezpieczenie przeciwwilgociowe.

Ściany nadziemne zewnętrzne nośne, warstwowe, grubości 0,27 m (po modyfikacji 0,29 m): 0,15 m + 0,06 m warstwy żelbetowe rozdzielone warstwą styropianu lub wełny mineralnej gr. 0,06 m, a po roku 1980 pogrubioną do 0,08 m. Ściany zewnętrzne osłonowe gr. 0,2 m (po modyfikacji 0,22 m) o podobnym układzie warstwowym, z pocienioną warstwą samonośną do 0,08 m (rys. 1). Warstwy łączono wieszakami z prętów ø 0,012 m (w ścianach zewnętrznych nośnych) i ø 0,008 m (w ścianach osłonowych) w ilości ograniczonej na płytę do 4 sztuk. Wieszaki wykonywane były ze stali zabezpieczonej korozyjnie dodatkiem miedzi. **Słabe ogniwa:** mała grubość ocieplenia, mostki termiczne warstwy ocieplającej, zarówno w kierunku poprzecznym (brak jednorodności izolacji) jak i podłużnym (brak szczelności połączeń między warstwami), skutkujące drastycznym pogorszeniem komfortu użytkowego, brak pewności co do trwałości antykorozyjnej wieszaków łączących warstwy, skutkujące zagrożeniem bezpieczeństwa.



Rys. 1. Złącze pionowe ścian zewnętrznych W-70: 1 – komora dekompresji, 2 – uszczelka metalowa [2]

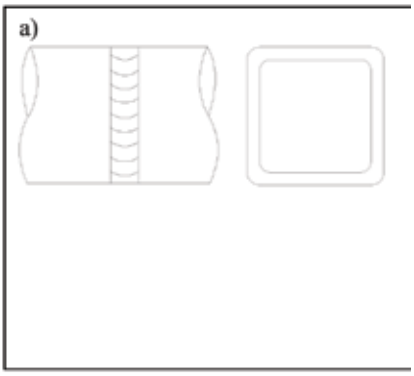
Ściany wewnętrzne nośne żelbetowe gr. 0,15 m, montowane także w układzie podłużnym jako usztywnienie przestrzenne. Nierzadko stosowane ściany żelbetowe działowe gr. 0,05 m. **Słabe ogniwa:** tylko w odniesieniu do żelbetowych ścian działowych, które rysowały się i pękały zarówno na etapie montażu jak i eksploatacji.

Stropy żelbetowe płytowe, kanałowe gr. 0,22 m (rys. 2), ograniczone w rozpiętości początkowo do czterech wymiarów 2,4 m – 6,0 m co 1,2 m, a w późniejszych realizacjach do siedmiu wymiarów 2,4 m - 6,0 m co 0,6 m. Stropy w odmianie instalacyjnej z wyciętymi otworami modularnymi o długości 1,2 m lub 1,8 m, dla poprowadzenia trzonów kominowych oraz wyprofilowania szachtów instalacyjnych. **Słabe ogniwa:** w początkowych realizacjach zbyt duży moduł stropowy (1,2 m), przy jednoczesnym ograniczeniu rozpiętości do 6,0 m utrudniał możliwości aranżacyjne wnętrza lokali mieszkalnych, grubość płyt, przy wysokości kondygnacji 2,8 m, ogranicza warstwy wykończeniowe do sumarycznej grubości maksimum 0,08 m.

Stropodach wentylowany z ażurowymi ściankami murowanymi lub dźwigarami żelbetowymi. Otwory wentylujące rozmieszczone w przeciwległych ścianach osłonowych. Ocieplenie wełną mineralną gr. 0,12 m. Pokrycie papowe na płytach korytkowych, ze spadkiem do wewnątrz. **Słabe ogniwa:** mała grubość ocieplenia, zbyt mały przekrój i ilość otworów wentylujących.

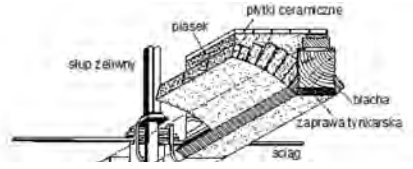
Węzły połączeniowe elementów prefabrykowanych pionowe i poziome, wraz z uciągleniem zbrojenia, uszczelnieniem i ociepleniem, wykonywano na budowie. Grubość warstwy styropianu ocieplającego 0,03 m. Kanał dekompresyjny i docieplenie węzła uniemożliwiało uciąglenie

zbrojenia warstwy zewnętrznej płyt ściennych trójwarstwowych (rys. 1). Węzeł pionowy w płytach ściennych poprawił ogólną sztywność układu przestrzennego. Kanał dekompresyjny, wbrew swojemu przeznaczeniu, spowodował wentylowanie warstwy ocieplającej, a poprzez okna dodatkowy nawiew powietrza do pomieszczeń. **Słabe ogniwa:** brak zespolenia węzła z warstwą zewnętrzną płyty ściennej, zdecydowany mostek termiczny w węzłach, niekontrolowane wentylowanie warstwy ociepleniowej poprzez nieszczelności w połączeniach, szczególnie stolarki okiennej i ściany, nawiew do pomieszczeń.



Rys. 2. Złącze poziome ścian zewnętrznych: 1 – ściana, 2 – strop, 3 – styropian, 4 – polocel, 5 – okapnik z blachy, 6 – zaprawa [2]

Biegi schodowe prefabrykowane początkowo o szerokości 1,10 m, następnie poszerzone do 1,4 m. **Balkony** mocowane za pomocą marek stalowych na placu budowy (rys. 3). **Loggie** opierane na ściankach poprzecznych, częściowo wysunięte z lica budynku. Balkony i loggie mocowane bez ocieplenia. **Słabe ogniwa:** w pierwszych realizacjach zbyt wąskie biegi schodowe, obecnie poza obowiązującym normatywem dla klatek schodowych, brak pewności co do trwałości i pełnej nośności mocowań balkonów, jednoznaczne mostki termiczne połączeń płyt balkonowych i loggi.



Rys. 3. Połączenie płyty balkonowej ze stropową: 1 – balkon, 2 – strop, 3 – marka łącznikowa, 4 – marka wbetonowana [2]

Trzony kominowe wykonane jako prefabrykaty betonowe. Przewody wentylacyjne wykonane zostały w układzie po dwa przewody indywidualne włączane co drugą kondygnację do przewodu zbiorczego. Dla ostatnich dwóch kondygnacji przewidziano indywidualne kanały wentylacyjne. Przewody spalinowe zaprojektowano w układzie jeden przewód indywidualny i jeden zbiorczy, łączone co kondygnację. **Słabe ogniwa:** brak szczelności na połączeniach pre-

fabrykatów, osłon szachtów kominowych oraz w przejściach międzykondygnacyjnych, mała skuteczność wentylacji grawitacyjnej, szczególnie na środkowych i wyższych kondygnacjach, po zamontowaniu szczelnych okien, ograniczona wydajność wentylacji lub jej zupełny brak na wszystkich kondygnacjach, pojawianie się wstecznych ciągów, w związku z brakiem rozwiązań systemowych wentylacji i nadmiernym uszczelnieniu po wymianie stolarki, pogorszenie warunków komfortu użytkowego, zagrożenie grzybami pleśni i trwałymi zawilgoceniami użytkowymi.

Okna w pierwszej fazie budynków W-70 wykonane zostały jako drewniane zespolone, w systemie tzw. szwedzkim. Obecnie w zdecydowanej większości wymienione zostały na okna z szybami zespolonymi, jako okna szczelne, jednoramowe. Podczas wymiany okna doszczelniano połączenia ze ścianą pianką poliuretanową, w miejsce pierwotnego uszczelnienia w postaci sznura konopnego. **Słabe ogniwa:** w pierwszych budynkach całkowite rozszczelnienie i nadmierny przepływ powietrza, po zamontowaniu szczelnej stolarki i doszczelnieniu połączenia ze ścianą, bez systemowego rozwiązania nawiewu i wywiewu, zaburzona i ograniczona została wymiana powietrza.

Izolacja akustyczna posadzek w pierwszej fazie wznoszenia budynków W-70 w postaci płyt pilśniowych miękkich, zabezpieczonych papą i jastrychem cementowym. W późniejszym okresie zaczęto stosować styropian 0,03 m bez izolacji papowej. W obu przypadkach nie była stosowana izolacja akustyczna taśmowa na styku połączenia warstwy jastrychu ze ścianą. Na stropach piwnic izolacja ciepłochronna posiadała grubość 0,04 m, w późniejszym okresie realizacyjnym z dodatkowym ociepleniem od strony piwnic. Izolację ciepłochronną na stropie ostatniej kondygnacji przewidziano z wełny mineralnej gr. 0,12 m. **Słabe ogniwa:** gorsza izolacyjność akustyczna z płyt pilśniowych miękkich, brak izolacji na przenoszenie dźwięków podłużnych na styku ściany i posadzki, zbyt mała ciepłochronność izolacji na stropie ostatniej kondygnacji i nad piwnicą.

3. ZAKRES KONIECZNYCH PRAC REMONTOWYCH I MODERNIZACYJNYCH

3.1. Konstrukcja i bezpieczeństwo

W latach 90. ubiegłego wieku pojawiła się dyskusja dotycząca bezpieczeństwa w eksploatacji budownictwa systemowego, w szczególności W-70 i w odniesieniu przede wszystkim do korozyjności łączników w płytach ściennych trójwarstwowych. Po kilkuletniej przerwie ponownie wzmogła się dyskusja w tym zakresie, którą można podsumować następującymi uwagami:

- istnieje zalecenie, częściowo realizowane, aby wzmacniać łączenie warstw sworzniami ze stali nierdzewnej,
- nie odnotowano spektakularnych uszkodzeń i odpadnięć warstwy zewnętrznej ze skorodowanymi łącznikami,
- jednoznacznie nie udowodniono eksperymentalnie i w rzeczywistości jaki jest stan łączników międzywarstwowych po kilkudziesięciu latach eksploatacji,
- część specjalistów twierdzi, że mimo utraty nośności łączników, węzły są w stanie zapewnić odpowiednią wytrzymałość i trwałość połączenia w trójwarstwowych płytach ściennych.

Nie są to stwierdzenia dające gwarancję bezpieczeństwa użytkowników budynków W-70. Dlatego występuje obecnie konieczność zintensyfikowania prac doświadczalnych zarówno w komorach termicznych jak i w warunkach rzeczywistych, aby można oszacować stan i trwa-

łość przegród trójwarstwowych. Badanie w komorach jest skomplikowane, poprzez trudność w uchwyceniu skali czasowej degradacji. Oprócz możliwych do symulacji procesów kondensacji, należy pamiętać o dodatkowej wymianie powietrza na styku ocieplenie – beton, zmieniającej warunki korozyjne. Mimo braku wyraźnej warstwy wentylacyjnej, taki proces w ograniczonej skali stwierdzono podczas badań przegród w warunkach naturalnych [3]. Intensywny ruch powietrza wewnątrz przegrody został częściowo ograniczony w wyniku przeprowadzonych zabiegów docieplenio wych metodą mokrą i uszczelniających podczas wymiany okien.

Przeprowadzenie badań przegród w warunkach rzeczywistych dla wypracowania metod diagnostycznych stanu łączników, jest możliwe w odniesieniu do małych i niskich obiektów, przewidzianych do kapitalnego remontu i z wykwaterowanymi użytkownikami. W budynkach np. dwukondygnacyjnych, ostateczne zniszczenie warstwy zewnętrznej, jest stosunkowo proste i możliwe do wykonania, a uzyskana tą drogą informacja będzie najbardziej wiarygodna. Będzie ona również niezbędna do weryfikacji obliczeń symulacyjnych i przyjętych ostatecznie metodologii diagnostycznych.

Sposób zabezpieczenia warstwy zewnętrznej, przy założeniu braku trwałego zespolenia z warstwą wewnętrzną, poprzez montaż sworzni – kotew ze stali nierdzewnej, jest uważany za poprawny, aczkolwiek znacznie podraża koszty prac remontowych. Jednocześnie pojawiają się wariantowe metody, także do zastosowania we wcześniej ocieplonych obiektach, w których nie wykonano żadnego wzmocnienia. Należą do nich zabezpieczenia np. taśmami z włókna węglowego, czy kotwami mocowanymi do wieńca i węzłów pionowych. Przy okazji wzmocnienia łączenia warstw w płytach występuje konieczność uzupełnienia docieplenia, a w niektórych przypadkach ponowna termomodernizacja. Dotyczy to szczególnie obiektów docieplonych supremą lub poddanych termomodernizacji metodą suchą lekką.

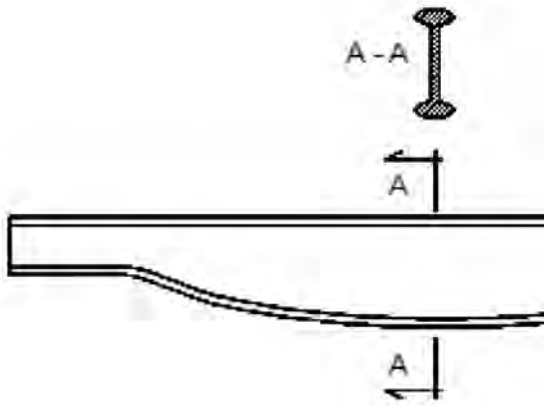
Problem korozyjności może dotyczyć także marek mocujących balkony. Trwałość ich jest zdecydowanie większa niż łączników płyt ściennych z uwagi na gabaryt, grubość przekroju, łączenie spoiną pachwinową, częściowe zabezpieczenie warstwą betonu. Jednak z uwagi na wielkość obciążeń, także dynamicznych, możliwość bezpośredniej penetracji wody i nietrwałe zabezpieczenie betonem (możliwe pęknięcia i odspojenia) występuje konieczność diagnozowania połączenia, oszacowania wielkości osłabienia nośności, ewentualnie podjęcia zabiegów zabezpieczających. Niewątpliwie w zakres tych działań powinno wejść wzmocnienie poprzez powiększenie i rozszerzenie strefy spawu marki lub boczne, dodatkowe mocowanie płyty balkonowej do wieńca. Zarówno balkony jak i loggie wymagają docieplenia, zgodnie z obecnymi wymogami.

Klatki schodowe z pierwszych realizacji systemu posiadają zbyt małą szerokość. Jeżeli nie będzie możliwe rozwiązanie tzw. odstępstwem (możliwym w przypadku niskich i niedużych obiektów), to pozostaje konieczność dobudowy klatki schodowej oraz modyfikacji istniejącej, m.in. polegającej na wydłużeniu spocznika do części dobudowanej. W miejscu rozebranych biegów schodowych możliwe będzie wykonanie np. windy, z wejściem bezpośrednio ze spocznika piętrowego. Rozwiązanie takie podwyższy standard remontowanych obiektów.

Niewielką modyfikację można przeprowadzić w zakresie wysokości pomieszczeń, jednak ograniczenie możliwości jest znaczne, z uwagi na wysokość w świetle w stanie surowym 2,58 m. Wymieniając podłoże z izolacją akustyczną na bardziej efektywny materiał izolacyjny, łącznie z ograniczeniem grubości warstwy wyrównawczej, można osiągnąć zwiększenie wysokości w świetle o dodatkowe 1-2 cm, co pozwoli na zastosowanie np. paneli czy desek podłogowych. W pracach remontowych posadzek należy uwzględnić wprowadzenie izolacji akustycznej w postaci taśmy izolacyjnej między posadzką i ścianą.

3.2. Ciepłochronność

W sytuacji, kiedy od momentu wprowadzenia W-70 kilkakrotnie zmieniała się norma cieplna i wraz z nią zmniejszał się dopuszczalny współczynnik U (wcześniej k), trudno wymagać jednoznacznej i trwałej polityki docieplenio wej [4]. Nie ulega wątpliwości, że dostosowanie do obecnych wymogów ciepłochronnych, to konieczność dodatkowego docieplenia wcześniej ocieplonych ścian, z ewentualnym wariantem wymiany starego docieplenia. Szczególnie dotyczy to przypadków zastosowania w technologii lekkiej, suchej wełny mineralnej i płyt okładzinowych cementowo-azbestowych. Oprócz ścian nadziemnych, pozostałe elementy obudowy najczęściej nie były poddawane zabiegom termomodernizacyjnym, co niewątpliwie wymaga uzupełnienia. Docieplenio powinny więc podlegać również ściany i stropy piwnic, stropodachy, a także ściany klatek schodowych na parterze. W ramach zabiegów docieplenio wych powinny zostać wymienione okna wraz z uszczelnieniem połączenia ramy okiennej i ściany (jeżeli ta czynność nie była wcześniej wykonana). Zabiegi termomodernizacyjne wpływają w znaczący sposób na poprawę szczelności obudowy obiektu [5]. Praktycznie zanika wymiana powietrza przez okno, połączenia ramy, parapetu i ściany, które przed ociepleniem stanowiły podstawę wymiany powietrza (rys. 4) [3]. Po zabiegach termomodernizacyjnych rolę tę powinny przejąć montowane w oknach nawiewniki powietrza.



Rys. 4. Szczelność elementów budownictwa systemowego przed termomodernizacją, wyrażone wielkością wymiany powietrza w zależności od różnicy ciśnień: 1 – okno, 2- rama, 3 – parapet, 4 – połączenie ściany [3]

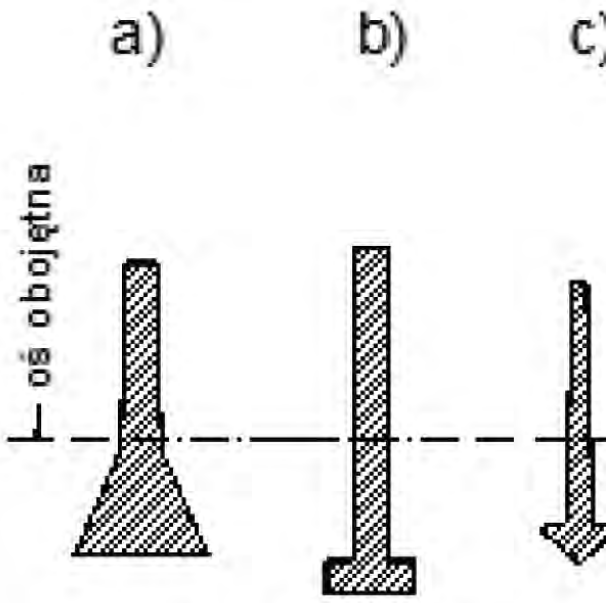
3.3. Wentylacja

Problem skutecznie działającej wentylacji związany jest z brakiem szczelności kanałów oraz szachtów, w których kanały są zamontowane, a w ostatnim czasie nadmiernie uszczelnionych przegród ściennych i okiennych (rys. 4). Rozszczelnienie okien poprzez wprowadzenie nawiewników jest rozwiązaniem połowicznym w sytuacji nieszczelnych przewodów kominowych i szachtów.

Remont trzonów kominowych może odbywać się albo poprzez wymianę i zastosowanie indywidualnych kształtek kominowych, albo poprzez uszczelnienie istniejących kanałów oraz wprowadzenie wspomagania hybrydowego, a także poprzez zmianę wentylacji na mechaniczną. Przebudowa kanałów jest możliwa w budynkach niskich, w których jest wystarczająco dużo

miejsca w wycięciu instalacyjnym w płycie stropowej. Łatwiejsze i może bardziej skuteczniejsze jest uszczelnienie przewodów, najlepiej rękawem z folii aluminiowej i wykonanie wspomagania hybrydowego z dobranymi nawiewnikami. Optymalnym rozwiązaniem odpowiadającym obecnym tendencjom budownictwa energooszczędnego jest wprowadzenie, przy uszczelnionych przewodach, wentylacji mechanicznej, co, przy obecnych rozwiązaniach technicznych, pozwala na zastosowanie rekuperacji. Możliwe jest również wprowadzenie miejscowej (w obrębie mieszkania) wentylacji nawiewno – wywiewnej z rekuperatorem, montowanej w ścianie zewnętrznej. Mankamentem jest zajęcie przez urządzenia ok. 0,5 m^2 powierzchni przy ścianie zewnętrznej. W przypadku wykonania wentylacji mechanicznej, występuje konieczność likwidacji piecyków przepływowych gazowych lub kotłów grzewczych z otwartą komorą spalania.

W każdym przypadku planowanego remontu czy modernizacji wentylacji, konieczny jest montaż nawiewników lub wprowadzenie nawiewu systemowego o charakterze scentralizowanym. W miejsce nawiewników w stolarce okiennej dobrym rozwiązaniem jest wykonanie jednego, większego, o regulowanym przekroju otworu nawiewnego w ścianie zewnętrznej w kuchni. Jak wykazały badania [6] rozdział powietrza na poszczególne pomieszczenia jest bardzo dobry i jednocześnie nie odczuwalne są „przeciągi" strugą chłodnego powietrza w okresie zimowym (rys. 5).



Rys. 5. Rozdział powietrza wpływającego przez otwór nawiewny w budynku W-70: 1 – kuchnia – 45%, 2 – pokój – 14%, 3 – pokój – 8%, 4 – łazienka – 10%, 5 – wc – 11%, 6 – pokój 7%, 7 – pokój – 5% [5]

Podczas remontu wentylacji grawitacyjnej należy pamiętać o podwyższeniu indywidualnych przewodów wentylacyjnych. W systemie zbiorczych kanałów indywidualne przewody obsługują

wyłącznie ostatnie dwie kondygnacje, narażone na niestabilność działania wentylacji i możliwe tzw. „wsteczne ciągi". Również istotne jest docieplenie trzonów kominowych na odcinku wentylowanej przestrzeni stropodachowej. W przeciwnym wypadku może następować cofanie zimnego powietrza i mało komfortowe odczucia użytkowników. Schładzanie kanału powietrzem cofniętym do przewodu wentylacyjnego jest tak duże, że może doprowadzić do zamarznięcia wody w przewodach wodociągowych biegnących w sąsiedztwie trzonów kominowych, co miało miejsce w niektórych obiektach.

3.4. Instalacje

Żywotność instalacji ograniczona jest do 50 lat. W przypadku kompleksowej modernizacji budynków, konieczna jest wymiana pionów i rozprowadzeń instalacyjnych. Przy tej okazji powinno zostać wykonane uszczelnienie przejść instalacji przez strop międzykondygnacyjny. W budynkach W-70 oprócz montażu przegrody z blachy na poziomie stropów, specjalne uszczelnienie nie było wykonywane. Najczęściej następowało samoczynne uszczelnienie gruzem i odpadami budowlanymi na etapie wznoszenia obiektów.

Ważnym elementem modernizacji instalacji jest wymiana piecyków przepływowych lub kotłów grzewczych na urządzenia z zamkniętą komorą spalania, co zdecydowanie poprawia bezpieczeństwo i komfort użytkowania. Jest to możliwe przy okazji modernizacji trzonów kominowych w budynkach niskich, maksymalnie pięciokondygnacyjnych. Dla budynków wyższych, w których modernizacja trzonów jest ograniczona, pozostaje zmiana podgrzewania ciepłej wody z indywidualnego na zasilenie zewnętrzne z kotłowni lub węzła cieplnego. Na etapie prototypowych rozwiązań badana jest możliwość wprowadzenia specjalnych kanałów nawiewnych, z których czerpane może być powietrze dla urządzeń z zamkniętą komorą spalania, również dla budynków wysokich. Jest to jednak uzależnione od możliwości technicznych poprowadzenia tych przewodów. Istnieje również sposób, wymagający zgody zarządcy budynków, czerpania powietrza poprzez otwory indywidualne w ścianie zewnętrznej budynku. Jest to dobre rozwiązanie pod warunkiem poprawnego wykonania w aspekcie wizualnym elewacji budynku oraz technicznych możliwości realizacji tzn. koniecznej lokalizacji urządzeń grzewczych przy ścianie zewnętrznej. Niezależnie od możliwości technicznych wymiana piecyków przepływowych lub kotłów grzewczych związana jest z wynikami analizy dotyczącej efektywności podłączeń zasilania obiektu w nośniki energetyczne. Obecnie np. zalecane jest zastąpienie urządzeń grzewczych gazowych podłączeniem do ciepłowni, w których współspalanie biomasy przekracza poziom 10%.

Modernizacja instalacji przy obecnych wymogach energetycznych powinna być podyktowana możliwością wykorzystania zasilania z OZE. Stosunkowo najprostsze, aczkolwiek nie najtańsze do realizacji, to wprowadzenie podgrzewania ciepłej wody kolektorami słonecznymi. Jest to jednak rozwiązanie do zastosowania w obiektach małych. Chodzi o konieczność gromadzenia ciepłej wody i stosowanie zbiorników o dużej pojemności. Rozbiór wody np. w łazienkach jest tak duży i nierównomierny, że zastosowanie kolektorów z koniecznym uzupełnieniem grzania bezpośrednio energią elektryczną lub z pomp ciepła, nawet w przypadku małych obiektów wielorodzinnych, może być nieopłacalne. Wykorzystanie w tym wypadku dodatkowo baterii fotowoltaicznych jest możliwe, ale w granicy opłacalności, przy stosunkowo długim okresie zwrotu inwestycji. Efektywnym rozwiązaniem wspomagania grzania kolektorami słonecznymi jako dodatkowe i uzupełniające źródło zasilania, jest zastosowanie pomp ciepła powietrze – woda. W tym wypadku dobrym i sprawdzonym rozwiązaniem jest np. zasilenie pomp powietrzem z toalet, co w przypadku modernizacji kanałów wentylacyjnych i ewentualnego wprowadzenia

wentylacji mechanicznej jest możliwe. Takie rozwiązanie może być zastosowane nawet w przypadku większych obiektów mieszkalnych.

Druga możliwość wykorzystania OZE, to w sytuacji wprowadzenia wentylacji mechanicznej, rekuperacja ciepła wentylacyjnego i wsparcie dodatkowego nagrzewania energią z pomp ciepła z dolnym źródłem w wymienniku gruntowym. W tym wypadku okres zwrotu jest również stosunkowo długi, ulega jednak znacznemu skróceniu przy zastosowaniu w budynkach wysokich.

Kolejna możliwość wykorzystania OZE to pompy ciepła z wymiennikiem gruntowym jako zasilanie c.o.. Jednak w tym wypadku podstawowym problemem jest ograniczenie wynikające z wysokości pomieszczeń i możliwości umieszczenia instalacji grzewczej niskoparametrowej w posadzce. Alternatywą jest poprowadzenie instalacji na ścianach w warstwie podtynkowej.

Istnieją jeszcze inne rozwiązania będące na etapie prototypowania np. wykorzystanie ciepła pozyskiwanego z pokrycia do akumulowania lub zasilania pomp ciepła, wykorzystanie przeszklenia wielowarstwowego fasady do podgrzewania lub chłodzenia czynnika zasilającego urządzenia grzewcze lub klimatyzacyjne. Popularne ostatnio rozwiązanie wykorzystania wody opadowej do spłukiwania toalet, w przypadku budownictwa wielorodzinnego jest zupełnie nierealne i nieopłacalne z uwagi na koszt urządzeń, ich eksploatację i oddzielną instalację.

3.5. Architektura

Wraz z modernizacją całego wnętrza obiektów systemowych, zachodzi konieczność poprawy wizerunku architektonicznego budynków. Oprócz, często niezbędnej, dobudowy klatek schodowych, wydaje się oczywiste wykonanie zmiany w obrębie elewacji, a także stropodachów (w granicach możliwości konstrukcyjnych). W zależności od potrzeb, ale przede wszystkim proporcji obiektów, lokalizacji i nośności fundamentów może nastąpić np. nadbudowa o nową konstrukcję dachową wraz ze zmianą odprowadzenia wody opadowej na zewnątrz.

Niewątpliwie dobrym rozwiązaniem będzie urozmaicenie elewacji zabudową fasadową, tym bardziej jeżeli zostanie ona wykorzystana do dodatkowego pozyskiwania energii. Dostępne i często stosowane są różne detale upiększające: obramowania okien, gzymsy, ryzality, fryzy itp.. Zdecydowanie podnoszą one atrakcyjność elewacji i całego budynku, łamiąc monotonność osiedli systemowych.

Wymiana okien i zabiegi termomodernizacyjne powinny podlegać działaniom poprawiającym ogólną estetykę. Okna powinny zachować jednolity podział i barwę, a kolorystyka budynku powinna komponować się z przyjętą kolorystyką osiedla. Bezwzględnemu uporządkowaniu powinny podlegać zabudowy loggi, które powinny być objęte działaniami systemowymi, kompleksowymi i ujednoliconymi, i nie mogą być wykonywane według indywidualnych koncepcji.

4. PODSUMOWANIE

Obecnie, szczególnie przy okazji wsparcia funduszami rozwojowymi i programami finansowanymi ze środków europejskich, występuje konieczność podjęcia starań o kompleksową modernizację budownictwa mieszkaniowego systemowego.

W programie prac remontowych i modernizacyjnych powinno uwzględnić się:

- poprawę bezpieczeństwa płyt trójwarstwowych oraz mocowania balkonów,
- poprawę użytkowania przez dostosowanie do obecnych standardów i obowiązujących przepisów (aranżacja wnętrz, klatki schodowe),
- kompleksowe docieplenie obiektów,

- modernizację wentylacji i zakresu szczelności powietrznej,
- wymianę instalacji i urządzeń grzewczych,
- poprawę komfortu mikroklimatycznego,
- wprowadzenie nowych rozwiązań poprawiających bilans energetyczny i dodatkowo wspomaganych instalacjami OZE,
- poprawę wizerunku architektonicznego.

Literatura

[1] Praca zbiorowa: *Poradnik techniczny kierownika budowy*. Arkady, Warszawa 1977.

[2] Zaleski S. i inni: *Remonty i modernizacja budynków mieszkalnych. Poradnik*. Arkady, Warszawa 1987.

[3] Piotrowski J.Z., Faryniak L.: *Przenikanie powietrza przez elementy przegrody budowlanej*. 41 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1995, s. 131–138.

[4] Arendarski J.: *Poprawa izolacyjności cieplnej budynków mieszkalnych*. Arkady, Warszawa 1988.

[5] Piotrowski J.Z., Telejko M.: *Warunki mikroklimatyczne w mieszkaniach z zainstalowanymi nawiewnikami powietrza*. 50 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa -Krynica 2004, s. 117–124.

[6] Piotrowski J.Z.: *Research into Air Exchange and Air Flow with the Marker Method*. Indoor 2nd International Conference “Air Quality Ventilation and Energy in Buildings”, Montreal 1995, s. 361–367.

PROBLEMS OF OPERATION AND RANGES OF REPAIR AND MODERNIZATION WORKS OF RESIDENTIAL PREFABRICATED BUILDINGS

SESJA IX

Anna MAJEWSKA[1]
Katarzyna KOŚCIŃSKA-GRABOWSKA[2]
Roman NALEWAJKO[3]
Paweł PRZYBYSZ[4]
Kazimierz SZULBORSKI[5]

BADANIA I ANALIZA PRZYCZYN AWARII SUFITÓW PODWIESZANYCH STADIONU NARODOWEGO

STRESZCZENIE

Przedmiotem referatu jest sufit podwieszany znajdujący się w pomieszczeniach użytkowych Stadionu Narodowego (strefa dziennikarska), w poziomie B1, który uległ awarii. Sufit z paneli siatkowych oraz obwodowy sufit wykonany z płyt gipsowo – kartonowych, został poważnie uszkodzony (znaczna część spadła na podłogę) i zawisł na profilu przyściennym. W 2013 r. na podstawie wykonanych badań „in situ" oraz badań wytrzymałościowych oceniono stan techniczny sufitów, które uległy awarii oraz dokonano przeglądu pozostałych sufitów podwieszanych na tym poziomie. Stwierdzono, że ze względu na występowanie licznych imperfekcji i błędów montażu, konieczne jest wzmocnienie przedmiotowych sufitów. Przeprowadzono również badania materiałowe i laboratoryjne kołków mocujących sufity podwieszane oraz zawiesi. W niniejszym referacie przedstawiono wyniki przeprowadzonych badań i analiz, a także oceniono przyczyny uszkodzeń.

SŁOWA KLUCZOWE: awaria, uszkodzenia, sufity podwieszane ,konstrukcje żelbetowe, zabezpieczenia, naprawy

[1] dr inż. arch. Anna Majewska, anna_majewska@vp.pl – Politechnika Warszawska
[2] mgr inż. arch. Katarzyna Kościńska-Grabowska – Politechnika Warszawska
[3] mgr inż. Roman Nalewajko – Politechnika Warszawska
[4] dr inż. Paweł Przybysz, pawelprzybysz@poczta.onet.pl – Politechnika Warszawska
[5] prof. zw. dr hab. inż., Kazimierz Szulborski, kazimierzszulborski@vp.pl – Politechnika Warszawska

1. WPROWADZENIE

Na poziomie B1 Stadionu Narodowego w Warszawie znajduje się jednoprzestrzenna sala tzw. strefa dziennikarska. Sala ma kształt zbliżony do podłużnego prostokąta i układ trójnawowy. Jej konstrukcję stanowi siatka słupów żelbetowych o zmiennym rozstawie, zgodnym z eliptycznym kształtem stadionu. Sufit podwieszany wykonany jest nad całą tą salą. Sufit ma układ geometrycznej siatki, gdzie pasy pomiędzy słupami wykonane są z płyt gipsowo – kartonowych, a w polach pomiędzy słupami znajdują się prostokątne moduły z siatki stalowej. Każdy moduł „siatkowy" składa się z 35 paneli o wymiarach 1,16 x 1,16 m (7 paneli w poziomie i 5 paneli w pionie) (rys. 1).

W dniu 9 stycznia 2013 r. w godzinach porannych na Stadionie Narodowym w poziomie B1, w strefie dziennikarskiej nastąpiła awaria sufitu podwieszanego. Awarii uległo ok. 70 m^2 sufitu podwieszanego wykończonego panelami z siatki oraz płytą gipsowo-kartonową, a także uszkodzeniu uległo również około 35 m^2 sufitu wykończonego tylko płytą gipsowo – kartonową.

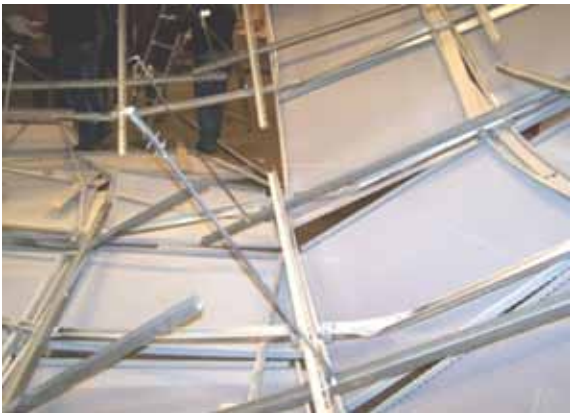
Rys. 1. Widok sufitu podwieszanego w strefie dziennikarskiej, poziom B1, z zaznaczonymi odkrywkami stropu [1]

W rejonie awarii cały sufit z siatek metalowych wraz z jego konstrukcją spadł na podłogę. Obwodowy sufit z płyt gipsowo – kartonowych został poważnie uszkodzony i zawisł na profilu przyściennym. Część sufitu z płyt g-k w okolicy uległo uszkodzeniu w postaci wygięcia i spękania. Uszkodzeniu uległy również lampy oświetleniowe, głośniki oraz tryskacze, zamocowane w tym rejonie (rys. 2, 3).

Rys. 2. Awaria sufitu podwieszanego (arch. autorów)

Na podstawie przeprowadzonych badań „in situ" stwierdzono, że inicjacja awarii nastąpiła w miejscu mocowania wieszaków w stropie żelbetowym. Mocowanie to było wykonane za pomocą kołka sufitowego rozporowego Ø6x40 mm ze stopu Zn-Al z gwoździem stalowym.

W rejonie awarii sufitu podwieszonego wykonanych było 48 wieszaków sufitowych z kołkami Zn-Al. Podczas badań stwierdzono, że dwa kołki zostały wyrwane ze stropu żelbetowego nad poziomem B1, a 26 kołków uległo uszkodzeniu poprzez urwanie kołnierza.



Rys. 3. Wygięte profile nośne UA poprzeczne – wysunięte z wieszaków pozostałych po środku stropu (arch. autorów)

2. OPIS KONSTRUKCJI SUFITÓW PODWIESZANYCH STADIONU NARODOWEGO

Opis konstrukcji sufitów podwieszonych w strefie dziennikarskiej w dokumentacji projektowej był bardzo ogólny. W dokumentacji projektowej nie zawarto szczegółowej konstrukcji sufitu wykonanego z modułów siatkowych. Konstrukcja sufitów w dokumentacji projektowej została przedstawiona jako [7]:

- profile główne nośne UA50/40 wykonane ze stalowej blachy ocynkowanej montowane w maksymalnym rozstawie do 80cm,
- profile poprzeczne CD60x27 wykonane ze stalowej blachy ocynkowanej montowane w maksymalnym rozstawie do 40cm montowane do profili głównych za pomocą łączników systemowych krzyżowych,
- wieszaki bezpośrednie noniuszowe w maksymalnym rozstawie wzdłuż profili głównych wynoszącym 90cm montowane do stropu łącznikami mechanicznymi Zn-Al.

2.1. Konstrukcja sufitu podwieszonego wykończonego panelami z siatki

W trakcie przeprowadzonych badań stwierdzono, że konstrukcja sufitu podwieszonego w strefie awarii jest inna niż przedstawiona w dokumentacji projektowej.

Główne profile nośne sufitu UA50/40 ułożone zostały poprzecznie do długości pomieszczenia. Rozstaw profili głównych nośnych wynosił aż od 1,46 do 1,59 m. Zamocowano je do stropu żelbetowego nad poziomem B1 za pomocą wieszaków noniuszowych. Rozstawy wieszaków

wynosiły od 0,73 m (przy ścianach) do aż 2,10 m (w części środkowej) (rys.4). Montaż wieszaków do stropu żelbetowego wykonano za pomocą kołka sufitowego rozporowego Ø6x40 mm ze stopu Zn-Al z gwoździem stalowym (kołki KMW).

Rys. 4. Typowe rozwiązanie konstrukcji sufitu podwieszanego z siatki (arch. autorów)

Na profilach głównych, ułożono prostopadle nośne profile drugorzędne UA50/40. Profile główne i drugorzędne połączono śrubą M8. Profile UA50/40 ułożono środnikiem do dołu, jest to rozwiązanie niezgodne z instrukcją montażu sufitów podwieszanych [4].

Do ułożonych równolegle do długości pomieszczenia profili drugorzędnych zamocowano za pomocą wieszaków WO60 profile pośrednie CD60/27.

Do profili CD60/27 za pomocą łącznika krzyżowego CD/Z zamocowano równolegle do długości pomieszczenia profile rozprowadzające Z18/50/15/8. W profile Z wsunięto panele z siatki stalowej malowanej „Streckmetall" o oczku 28/10/2/1,5mm. Wg danych producenta paneli siatkowych, zawartych w dokumentacji powykonawczej sufitu, masa typowego sufitu wraz z rusztem i wieszakami wynosi 9,36kg/m^2 [6].

2.2. Konstrukcja sufitu podwieszonego na skraju pomieszczenia – strefa awarii

Do głównych profili nośnych poprzecznych UA50/40, tych samych, co dla stropu wykończonego siatką, zamocowano profile nośne CD60/27. Zostały one zamontowane wzdłuż pomieszczenia. Łączenie profili UA i CD wykonano poprzez systemowe łączniki krzyżowe. Do profili głównych CD poprzecznie zamocowano profile drugorzędne CD60/27, a następnie wzdłużnie profile nośne CD 60/27. Na połączenia zastosowano łączniki krzyżowe CD60.

Do tak przygotowanego rusztu montowano podwójną płytę gipsowo-kartonową o grubości 2 x 1,25 mm. Według danych producenta sumaryczna masa typowego sufitu podwieszanego z 2xGK12,5 mm wynosi 28 kg/m^2 [5]. Oszacowano, że ze względu na zastosowanie przez wykonawcę dodatkowej podkonstrukcji, masa jednostkowa przedmiotowego sufitu podwieszonego z płyt gipsowo – kartonowych była o ok. 20% większa i wynosiła ok. 33,4 kg/m^2.

2.3. Konstrukcja sufitu wykończonego wzdłuż ściany poprzecznej – strefa awarii

Główne profile nośne UA50/40 zostały zamontowane poprzecznie do pomieszczenia tak jak w przypadku sufitu wykończonego siatką. Montaż profili do stropu żelbetowego został wykonany poprzez wieszaki noniuszowe za pomocą kołka sufitowego rozporowego Ø6x40 mm ze stopu Zn-Al z gwoździem stalowym.

Do profili głównych wzdłuż pomieszczenia zamocowano profile drugorzędne CD 60/27 (za pomocą łącznika krzyżowego UA/CD), a następnie w poprzek pomieszczenia zamontowano drugą warstwę profili drugorzędnych CD60/27, do których wzdłużnie zamontowano profile nośne CD60/27. Na połączenia zastosowano łączniki krzyżowe CD60. Do tak przygotowanego rusztu montowano podwójną płytę gipsowo-kartonową o grubości 2 x 1,25 mm.

Profile główne UA50/40 były montowane środnikiem do dołu, jest to rozwiązanie niezgodne z instrukcją montażu sufitów podwieszanych. Według danych producenta sumaryczna masa typowego sufitu podwieszanego z 2xGK 12,5mm wynosi 28 kg/m^2 [5]. Oszacowano, że ze względu na zastosowanie przez wykonawcę dodatkowej podkonstrukcji, masa jednostkowa przedmiotowego sufitu podwieszonego z płyt g-k, było o ok. 15% większa i ma wartość ok. 32,2 kg/m^2.

3. BADANIA STANU KONSTRUKCJI SUFITÓW PODWIESZANYCH

3.1. Ocena stanu technicznego sufitu

W całej sali (strefa dziennikarska), pomiędzy słupami konstrukcyjnymi, znajduje się 31 pól (modułów) z paneli siatkowych. Spośród nich wybrano losowo 32 panele 1,16x1,16 m z każdego modułu siatkowego (w niektórych polach wykonano więcej niż jedną odkrywkę).

Po demontażu paneli z siatki stalowej dokonano oceny stanu technicznego konstrukcji sufitów podwieszanych: modułów siatkowych i pasów z płyt g-k. Na podstawie przeprowadzonych badań, dokonano oceny stanu technicznego elementów konstrukcyjnych sufitów podwieszanych w strefie dziennikarskiej i stwierdzono, że:

- w stanie przedawaryjnym jest 11 z 32 odkrytych paneli sufitu podwieszanego (rys. 1),
- w stanie niezadowalającym jest 12 z 32 odkrytych paneli sufitu podwieszanego,
- w stanie mało zadowalającym – 2 z 32 odkrytych paneli sufitu podwieszanego,
- w stanie zadowalającym – 9 z 32 odkrytych paneli sufitu podwieszanego.

Miejsca wykonanych odkrywek i stan techniczny paneli sufitowych pokazano na rys. 1.

3.2. Badania niszczące wieszaków sufitu podwieszonego (badania „in situ”) w strefie awarii

Przeprowadzono badania niszczące 12 kompletnych wieszaków sufitu podwieszonego znajdujących się w rejonie wystąpienia awarii. Badania wykonano na podstawie normy [3], poddając wieszaki próbie statycznej obciążenia. W trakcie badań rejestrowano wielkość siły niszczącej (rys.5) zestawu obciążeniowego wieszaków (zestaw obciążeniowy został dostosowany do istniejących warunków pomieszczenia). Podczas badań nie mierzono przemieszczeń zawiesia. Na rys. 6 przedstawiono typowe zniszczenie kołka rozporowego poprzez urwanie kołnierza.

Rys. 5. Obciążenia próbne wieszaków noniuszowych (arch. autorów)

W obliczeniach nie brano pod uwagę wyniku dla wieszaka „3" i „7". Na podstawie badań (tabela 1) niszczących wyznaczono:

- wartość średnią obciążenia granicznego wieszaka 1607N,
- wartość kwantyla obciążenia granicznego wieszaka rzędu 5%, która wynosi: 90N,
- dopuszczalną wartość obciążenia wieszaka (w strefie awarii) tylko: 36N.

Tabela 1. Wyniki badań niszczących „in situ"

L.p.	Siła niszcząca [kN]	Uwagi
1.	0,720	w rejonie awarii, zniszczenie kołnierza, strefa rozciągana stropu
2.	1,340	w rejonie awarii, zniszczenie kołnierza, strefa rozciągana stropu
3.	0	sufit g-k, imitacja mocowania zamaskowana wełną mineralną
4.	1,948	sufit g-k, zniszczenie kołnierza, strefa rozciągana stropu
5.	1,848	w rejonie awarii, zniszczenie kołnierza, strefa rozciągana stropu
6.	2,648	w rejonie awarii, zniszczenie kołnierza, strefa rozciągana stropu, kołek przyklejony taśmą do wieszaka
7.	2,940	sufit g-k, strefa ściskana stropu, brak zniszczenia kołka
8.	2,158	w rejonie awarii, zniszczenie kołnierza, strefa ściskana stropu
9.	1,706	w rejonie awarii, kołek wyszedł ze stropu zerwanie części Zn-Al, strefa rozciągana stropu
10.	0,588	w rejonie awarii, zniszczenie kołnierza, strefa rozciągana stropu
11.	1,648	w rejonie awarii, cały kołek wyszedł ze stropu, strefa rozciągana stropu
12.	1,471	w rejonie awarii, czpień stalowy wyszedł z kołka, strefa rozciągana stropu

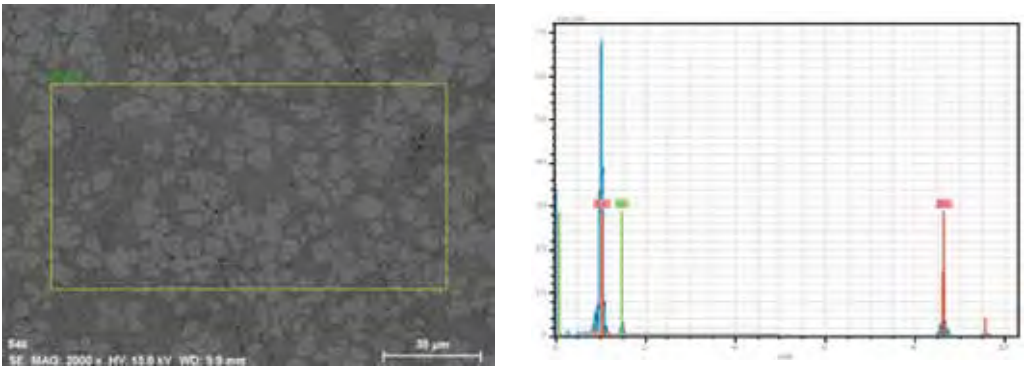
Rys. 6. Typowe zniszczenie kołka rozporowego poprzez urwanie kołnierza (arch. autorów)

3.3. Badania makro i mikroskopowe oraz analiza składu chemicznego kołków

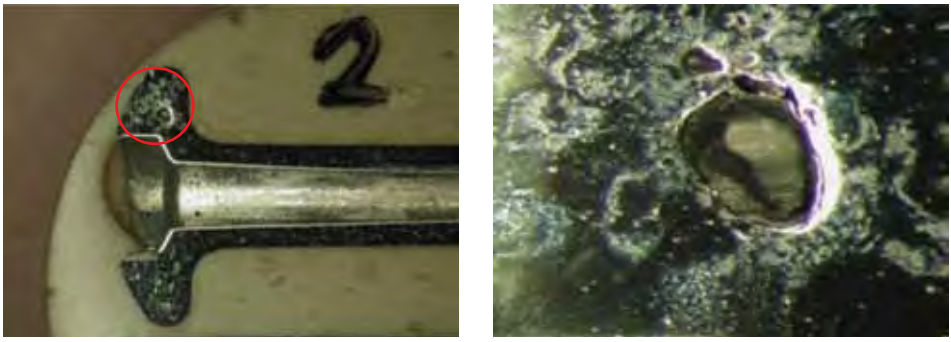
Badania mikroskopowe wykonano przy pomocy mikroskopu skaningowego „Ultra plus" firmy Zeiss, a do analizy składu chemicznego wykorzystano detektor EDS firmy Bruker.

Badania makroskopowe wykonano przy użyciu mikroskopu stereoskopowego SZX-9 firmy Olympus. Przeprowadzona mikroanaliza składu chemicznego potwierdziła, że materiałem stosowanym na tuleje rozporowe kołków KMW jest stop Zn-Al (znal) z gatunku ZnAl4 zawierający ok. 96% wagowych cynku, resztę składu stanowi aluminium.

Obserwacje makroskopowe wykazały istnienie w obszarze łba tulei rozporowej wad materiałowych w postaci pustek i rzadzizn, wynikających z wytwarzania tulei metodą odlewnicz (rys.7). Wynik badań mikroskopowych pokazano na rys. 8.



Rys. 7. Mikrostruktura tulei rozporowej kołka KMW wykonanej ze stopu Zn-Al wraz z zaznaczonym polem (żółty prostokąt) wykonania mikroanalizy składu chemicznego, zapis dyfrakcyjny [10]



Rys. 8. Badania mikroskopowe kołków [10]

3.4. Laboratoryjne badania wytrzymałościowe kołków rozporowych wraz z wieszakami

Badania wytrzymałościowe przeprowadzono w maszynie Instron model 1115 z głowicą pomiarową typu 2511-319 (rys.9). Badania wytrzymałościowe kołków rozporowych i wieszaków (rys. 10) przeprowadzono w różnych konfiguracjach.

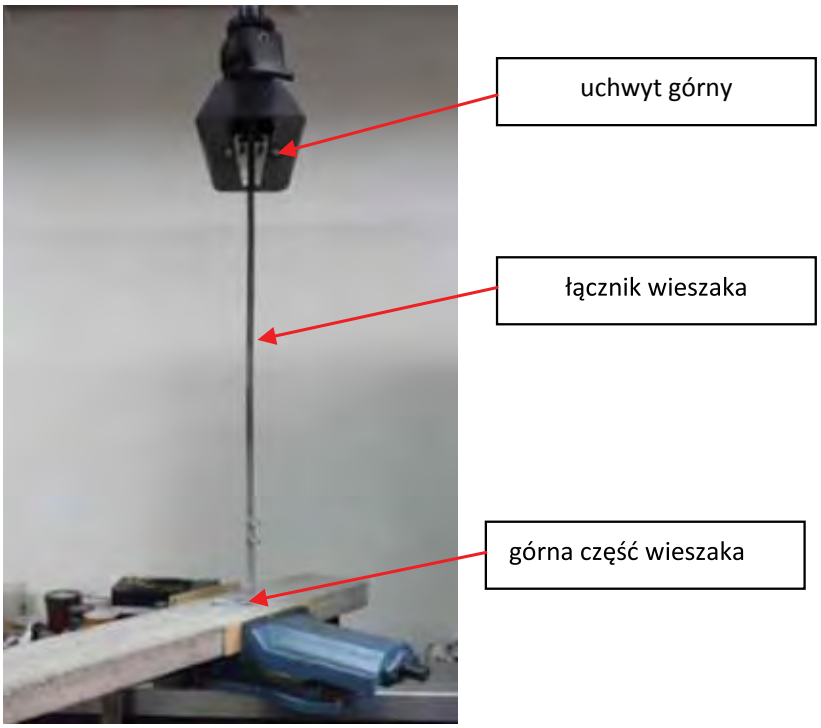
Modelowano następujące schematy badawcze:

- badania samej tulei kołka w uchwycie osiowym (etap IA),
- badania samej tulei kołka w uchwycie mimośrodowym (etap IB),
- badania całego kołka w uchwycie osiowym (etap IIA),
- badania całego kołka w uchwycie mimośrodowym (etap IIB),
- badania całego kołka z wieszakiem (etap IIC),
- badania kołka z wieszakiem mocowanie w betonie (etap IIIA i IIIB),
- badania kołka z wieszakiem mocowanie w betonie pod kątem 10° (etap IIIC),
- badania kołka z wieszakiem mocowanie w betonie wiertło ∅6,5 mm (etap IIID).

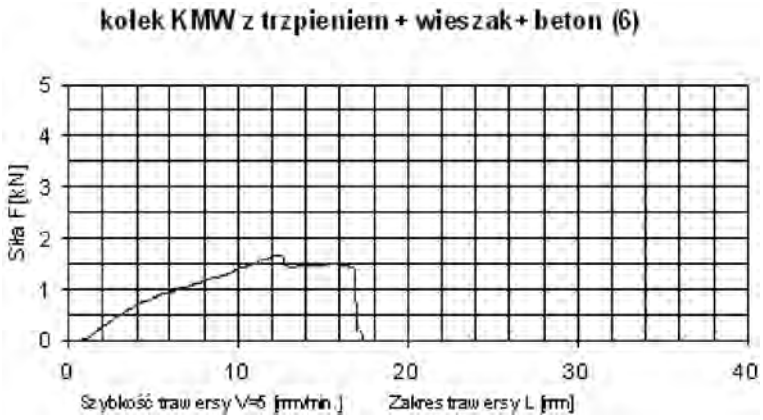
Najważniejsze wnioski z badań wytrzymałościowych (rys. 11):

- pomierzona w trakcie badań średnica w części walcowej tulei wynosi powyżej 6,0 mm i uniemożliwia swobodne zamocowanie kołka w otworach wierconych wiertłem o średnicy 6,0 mm (wg zaleceń producenta kołków);
- mechanizm odkształcania kołka w trakcie próby rozciągania ma zasadniczy wpływ na wytrzymałość. W przypadku rozciągania tulei kołka po pełnym obwodzie z zastosowaniem tulei stalowej lub ceownika w połączeniu z zamocowaniem części walcowej kołka w szczękach pryzmatycznych, wytrzymałość kołka jest prawie dwukrotnie wyższa, niż w przypadku zastosowania kołka w połączeniu z wieszakiem systemowym i szczęk pryzmatycznych;
- zastosowanie wieszaka systemowego powoduje zginanie części walcowej tulei kołka i mimośrodowe jej rozciąganie;
- przy rozciąganiu kołka z prędkością 5mm/min zaobserwowano dwa rodzaje zniszczeń:
  - ścinanie tulei po powierzchni tworzącej walca, powodująca zwiększenie średnicy otworu w łbie i pozostanie w betonie części walcowej tulei łącznie z trzpieniem rozporowym,
  - oderwanie łba tulei od części walcowej łącznie z trzpieniem rozporowym, przy wyższej prędkości rozciągania (500mm/min) mechanizm zniszczenia polegał głównie na oderwaniu łba łącznie z trzpieniem od części walcowej;

- badane kołki w danej serii pomiarowej charakteryzują się dużym rozrzutem wyników, czego potwierdzeniem są wartości skrajne oraz wielkość standardowego odchylenia.



Rys. 9. Stanowisko badawcze [10]



Rys. 10. Wykres rozciągania dla kołka rozporowego zamocowanego w betonie wraz z zamontowanym wieszakiem systemowym [10]

Rys. 11. Poszczególne etapy zniszczenia kołka podczas badań [10]

Analiza wyników laboratoryjnych badań wytrzymałościowych kołków rozporowych i wieszaków systemowych (etap II C) w odniesieniu do normy PN-EN 13964:2005 – „*Sufity podwieszane – wymagania i metody badań*" wykazała, że :

- wartość średnia obciążenia granicznego wynosi 1537N,
- wartość odchylenia standardowego wynosi 382N,
- dopuszczalna wartość obciążenia wieszaka to 240N.

Otrzymane w wyniku analizy obciążenie dopuszczalne wieszaka jest większe niż obciążenie wieszaka dla typowego rozwiązania sufitu podwieszanego z dwóch płyt g-k 2x12,5 mm przy rozstawie profili głównych wynoszących 100 cm i rozstawie zawiesi 85 cm (system DK/CD60/25 firmy Lafarge), dla którego obciążenie pojedynczego wieszaka wynosi 195N.

4. PODSUMOWANIE

W katalogu sufitów podwieszanych „Nida" firmy Lafarge [5] nie jest podane wprost dopuszczalne obciążenie wieszaka. Na podstawie zakładanych przez producenta rozstawów wieszaków i ciężarów różnych typów sufitów podwieszanych ustalono, że wartość maksymalnego, dopuszczalnego obciążenia wieszaka sufitowego, zakładana przez producenta wynosi 247,5N (ruszt dwupoziomowy systemu DK/CD60/37) i 297N (ruszt jednopoziomowy systemu JK/CD60/37). Powyższe obciążenia są wyższe niż otrzymane na podstawie wyników badań o 3% (system DK/CD60/37) i o 24% (system JK/CD60/37).

Ponadto w materiałach technicznych firmy Lafarge dot. sufitów podwieszanych występuje niejednoznaczne określenie „kołek stalowy rozporowy Nida", a w materiałach dotyczących asortymentu występują „kołek rozporowy metalowy Nida – A4KRMG6/40", „dybel sufitowy, metalowy Nida – A3DSB40". Brak jednoznacznego określenia w dokumentacji technicznej typu kołka mocującego wieszak do stropu jest błędem.

Przeprowadzone badania sufitów podwieszanych w poziomie B1, w strefie dziennikarskiej wykazały występowanie licznych imperfekcji i błędów montażu. Do głównych błędów wykonawczych należały:

- zbyt duże rozstawy wieszaków w strefach występowania kanałów wentylacyjnych,
- zbyt duże rozstawy profili głównych, w tym nie stosowanie dodatkowej podkonstrukcji w przypadku występowania kanałów wentylacyjnych,
- brak profili nośnych w bezpośrednim sąsiedztwie krawędzi sufitów z płyt g-k i paneli siatkowych,
- oparcie końców profili rozprowadzających Z na płytach g-k,
- ugięcia i zarysowania płyt g-k.

Wskutek skomplikowanego przebiegu urządzeń infrastruktury znajdujących się pod stropem kondygnacji B1 Stadionu Narodowego montaż sufitów podwieszanych powinien odbywać się w oparciu o projekty warsztatowe opracowane przez wykonawcę robót.

W związku z występowaniem licznych imperfekcji sufitu podwieszanego w strefie dziennikarskiej zalecono naprawę polegającą na:

- zastosowaniu dodatkowej podkonstrukcji w miejscach występowania kanałów wentylacyjnych,
- zmniejszeniu rozstawu wieszaków zgodnie z zaleceniami producentów systemów sufitów podwieszanych,

- zastosowaniu profili nośnych w strefach krawędziowych sufitów,
- podwieszenie profili rozprowadzających Z tak by nie wspierały się na płytach g-k.

Ponadto przeprowadzono badania materiałowe i wytrzymałościowe, które wykazały że:
- stwierdzona w czasie badań obecność wad (pustek i rzadzizn) nie wpływa na własności wytrzymałościowe kołka KMW.
- zbadana wytrzymałość zestawu składającego się z kołka KMW i wieszaka Lafarge wynosi średnio 1,55kN (osadzenie w betonie ściskanym), a odchylenie standartowe wynosi 0,35kN, dopuszczalna wartość obciążenia wieszaka, to 0,24 kN,
- wytrzymałość kołków zamocowanych w otworach wywierconych pod kątem 10° jest niższa o ok. 15% w odniesieniu do kołków zamocowanych w otworach wierconych prostopadle do powierzchni płyty betonowej,
- badane kołki w danej serii pomiarowej charakteryzują się dużym rozrzutem wyników, czego potwierdzeniem są wartości skrajne oraz wielkość ich standartowego odchylenia.

Literatura

[1] Szulborski K., Nalewajko R., Przybysz P., Majewska A.: *Ekspertyza techniczna dotycząca oceny stanu technicznego sufitów podwieszanych wraz z oceną przyczyn awarii konstrukcji fragmentu sufitu podwieszanego w poziomie B1 sekcja 06 (strefa dziennikarska pomiędzy osiami 330-340) Stadionu Narodowego w Warszawie. Kwiecień 2013 r.*

[2] Aprobata Techniczna AT-15-7637/2008 – Łączniki rozporowe, wbijane KMW, GS i TMS firmy Koelner S.A.

[3] PN-EN 13964:2005 – Sufity podwieszane – wymagania i metody badań.

[4] Instrukcja D11.pl – Sufity podwieszane Knauf

[5] Systemy suchej zabudowy – katalog rozwiązań. Autor: Nida Lafarge. 2010r.

[6] Dokumentacja wykonawcza sufitu podwieszanego z paneli z siatki. Autor: M.C.I. Metalldecken Produktions GmbH 06.11.2010r.

[7] Projekt wykonawczy Stadion Narodowy Warszawa – Wykończenie sufitów poziom B1 – Projektant: mgr inż. arch. Zbigniew Pszczulny, Dipl. – Ing. Architekt Hubert Nienhoff. 2011.

[8] Dokumentacja powykonawcza sufitów podwieszanych poziom B1. Wykonawca: TML-BUD.

[9] Dokumentacja powykonawcza sufitów podwieszanych poziom B1. Wykonawca: Towing Systems.

[10] Badania wytrzymałościowe laboratoryjne kołków KMW firmy KOELNER wraz z wieszakami Lafarge użytych do montażu sufitów podwieszanych Stadionu Narodowego w Warszawie (poziom B1, osie 330÷340), Wykonawca: Instytut Mechaniki i Poligrafii Politechniki Warszawskiej, ul. Narbutta 85, 02-524 Warszawa.

[11] PN-91 H-04310 Próba statyczna rozciągania metali

RESEARCH AND ANALYSIS OF CAUSES OF SUSPENDED CEILING OF THE NATIONAL STADIUM IN WARSAW

Katarzyna KOŚCIŃSKA-GRABOWSKA[1]
Roman NALEWAJKO[2]
Paweł PRZYBYSZ[3]
Kazimierz SZULBORSKI[4]

STANY AWARYJNE ELEMENTÓW KONSTRUKCJI STADIONU MIEJSKIEGO W POZNANIU

STRESZCZENIE

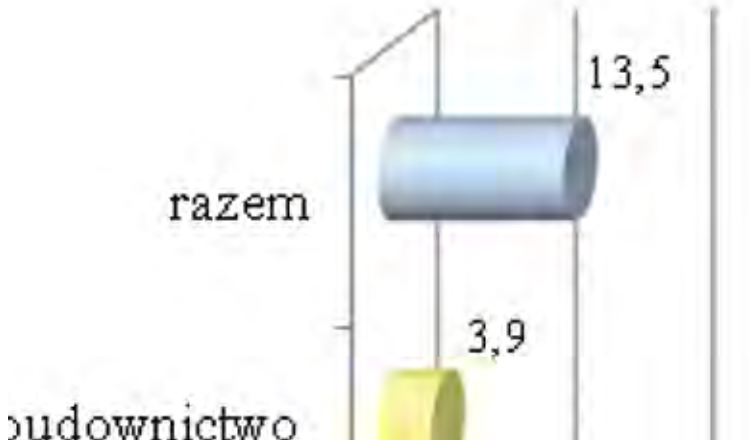
Przedmiotem referatu jest Stadion Miejski w Poznaniu, który został zmodernizowany i rozbudowany w związku z mistrzostwami piłkarskimi EURO 2012. Podczas eksploatacji obiektu powstały liczne usterki konstrukcji żelbetowej, między innymi doszło do uszkodzeń krótkich wsporników oraz rygli żelbetowych. W 2013 r. wykonano badania i ocenę stanu technicznego oraz bezpieczeństwa konstrukcji [1]. Określono, że liczba wad i usterek obiektu jest bardzo duża, część trybun tj. trybuna I oraz III zostały częściowo wyłączone z użytkowania do czasu wzmocnienia. W niniejszym referacie przedstawiono wyniki przeprowadzonych badań i analiz, a także oceniono przyczyny uszkodzeń i podano wytyczne dotyczące doraźnych zabezpieczeń elementów konstrukcyjnych Stadionu.

SŁOWA KLUCZOWE: awaria, uszkodzenia, konstrukcje żelbetowe, zabezpieczenia, naprawy

1. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Piłkarski Stadion Miejski położony jest w południowo-zachodnim obszarze miasta Poznania, na osiedlu Grunwald Południe w obrębie Marcelin. Jest to teren stadionu poznańskiego „Lecha", który został zmodernizowany w związku z mistrzostwami piłkarskimi EURO 2012 (rys. 1.).

[1] mgr inż. arch. Katarzyna Kościńska-Grabowska – Politechnika Warszawska
[2] mgr inż. Roman Nalewajko – Politechnika Warszawska
[3] dr inż. Paweł Przybysz, pawelprzybysz@poczta.onet.pl – Politechnika Warszawska
[4] prof. zw. dr hab. inż., Kazimierz Szulborski, kazimierzszulborski@vp.pl – Politechnika Warszawska



Rys. 1. Stadion Miejski w Poznaniu. Widok od strony trybuny **IV**. (arch. autorów)

1.1. Rys historyczny powstania Stadionu Miejskiego w Poznaniu

Prace przy budowie Stadionu Miejskiego (dawny „Lech") rozpoczęły się w 1968 roku, a zakończyły w 1980 roku. Jak większość stadionów epoki PRL-u został on wybudowany na podstawie usypanego wału ziemnego, na którym później ukształtowano betonowe miejsca na ławki i koronę stadionu. Obiekt ten składał się z 3 trybun (w charakterystycznym kształcie podkowy), zaś w miejscu czwartej miała powstać pływalnia i sale gimnastyczne, jednak projektu tego nigdy nie zrealizowano. Pierwotna pojemność stadionu wynosiła 40 tys. widzów. Kilka lat później wybudowano stanowisko dla centralnej obsługi stadionu tzw. „kogut", a następnie najbardziej specyficzny element Stadionu Miejskiego – cztery 56-metrowe maszty z zamontowanymi jupiterami o łącznej mocy oświetleniowej 1890 luksów (użyte po raz pierwszy w 1986 r.).

Przez wiele lat nie prowadzono żadnych prac modernizacyjnych na terenie stadionu (poza zainstalowaniem plastikowych krzesełek na całości obiektu na początku lat 90). Gruntowną modernizację stadionu, rozpoczęto w 2002 roku. Jej pierwszym etapem było dobudowanie brakującej trybuny **IV**, zamykającej „podkowę" obiektu. Zwiększyło to pojemność stadionu o dodatkowe 8124 miejsca. Trybuna ta, została oddana do użytku w 2004 roku, zaś dwa lata później utworzono nad nią zadaszenie.

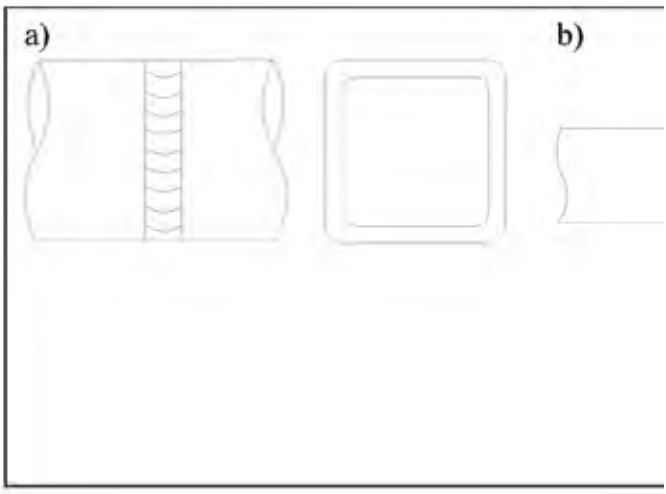
Po rozebraniu wałów ziemnych w 2005 roku, w styczniu 2006 roku ruszyła budowa trybuny **II**. Dwie pierwsze kondygnacje zostały ukończone w lutym 2007 roku, zaś trzecia kondygnacja we wrześniu 2008 roku. W wyniku nadbudowy pojemność całej trybuny **II** wzrosła do 9000 miejsc [2].

W związku z przyznaniem Polsce i Ukrainie organizacji EURO 2012 władze miasta zadecydowały o zmianie koncepcji architektonicznej stadionu na rzecz obiektu większego, mającego pomieścić ok. 45 tysięcy widzów.

Modernizacja i rozbudowa stadionu została zaprojektowana przez firmę Modern Construction Systems. Prace przy modernizacji i rozbudowie trybun oraz wznoszeniu dachu trwały od października 2008 roku, a zakończone zostały we wrześniu 2010 roku.

1.2. Układ funkcjonalny Stadionu Miejskiego w Poznaniu

Po modernizacji i rozbudowie, Stadion Miejski ma cztery trybuny. Trybuny **I** i **III** są zlokalizowane wzdłuż dłuższych boków boiska, a trybuny **II** i **IV** wzdłuż krótszych (rys. 2.).



Rys. 2. Schemat Stadionu Miejskiego w Poznaniu

W porównaniu do wcześniejszej koncepcji architektonicznej Stadionu zmianom uległ również projekt zadaszenia obiektu – tworzy je membranowe pokrycie barwy naturalnego jedwabiu, z modularnym podziałem, co 9 metrów, dającym wrażenie pofalowania powierzchni.

Konstrukcja dachu jest stalowa wsparta na dwóch głównych kratownicach.

Dach tworzy spójną całość nad trybunami **I**, **II**, i **III**. Część dachu nad trybuną **II** jest konstrukcją ruchomą, mającą zapewnić prawidłowe doświetlenie murawy nad tym fragmentem boiska (rys.3.).

Po modernizacji stadion Miejski w Poznaniu może pomieścić 46 670 widzów (wszystkie miejsca siedzące). Cały stadion ma wymiary w przybliżeniu 213 x 220 m, a jego wysokość wynosi ponad 56m. Kubatura wynosi ok. 1 300 000m^3, a powierzchnia ok. 250 000m^2 [3].

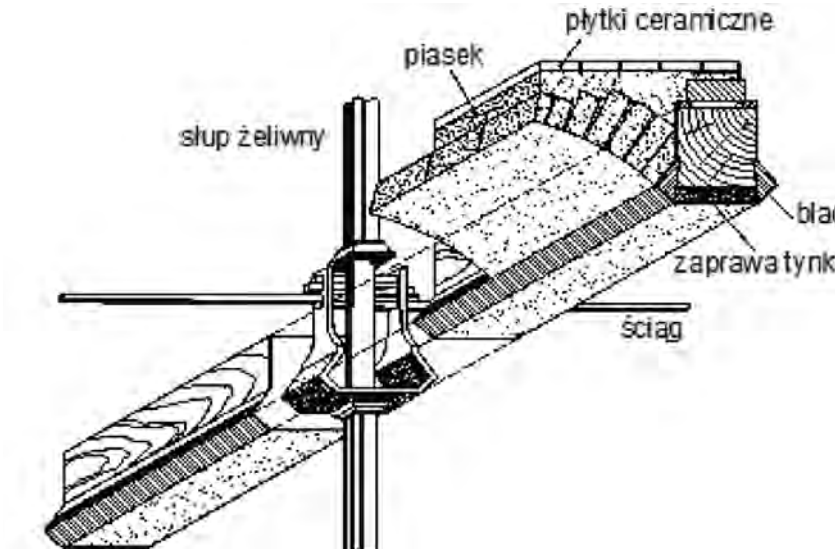
Trybuna **I** przeznaczona jest dla zawodników, prasy i gości specjalnych, zlokalizowana jest od strony boisk treningowych. W skład trybuny wchodzi garaż podziemny na poziomie – 4,90. Pozostałe kondygnacje przeznaczone są dla zawodników, sędziów i kibiców oraz dla zaplecza prasowego, na powierzchnie biurowe, magazynowe i techniczne.

Trybuna **II** położona jest od strony południowo – zachodniej i składa się z trzech poziomów przeznaczonych dla widzów.

Trybuna **III** zlokalizowana jest wzdłuż boiska od strony ul. Bułgarskiej. Powierzchnia pod trybuną jest wykorzystana jako zaplecze magazynowe, techniczne oraz socjalne.

Ponadto przewiduje się dwa pomieszczenia przeznaczone na sale konferencyjne, na 25 oraz 50 osób.

Trybuna **IV** jest przeznaczona dla widowni i złożona z czterech kondygnacji nadziemnych. Na poziomie + 6,60 zostały wyznaczone miejsca dla widzów niepełnosprawnych. W trybunie **IV** zlokalizowano dodatkowo pomieszczenia biurowe np. Wielkopolskiego Związku Piłki Nożnej, Centrum Medyczne, sklep sportowy.



Rys. 3. Widok trybun i zadaszenia Stadionu Miejskiego w Poznaniu. Centralnie trybuna **II**, po prawej trybuna **I**, po lewej trybuna **III** (arch. autorów)

2. ANALIZA STANU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI STADIONU

Zakres przeprowadzonych badań Stadionu Miejskiego w Poznaniu obejmował konstrukcję żelbetową oraz analizę dostępnej dokumentacji projektowej i powykonawczej elementów żelbetowych.

2.1. Warunki gruntowo – wodne posadowienia Stadionu Miejskiego w Poznaniu

Według badań gruntowych, teren budowy Stadionu Miejskiego znajduje się w obrębie pojezierza poznańskiego. W podłożu występują utwory czwartorzędowe i trzeciorzędowe. Powierzchniową warstwę stanowią grunty antropogeniczne o maksymalnej miąższości 4,2 m, które powstały w wyniku prac ziemnych związanych z powstaniem stadionu.

Teren charakteryzują złożone warunki geotechniczne i prosta budowa geologiczna, występujące osady to:

- gliny zwałowe zlodowacenia środkowopolskiego od 63-75 m n.p.m. – osady najstarsze,
- osady międzyglinowe (grunty organiczne, mułki, piaski) o miąższości od 5 do 6 m,
- piaski gliniaste o miąższości warstwy od 2 do 4 m i lokalnie gliny przykryte warstwą piasków wodnolodowcowych.

Grunty spoiste w stanie od plastycznego do twardoplastycznego, natomiast grunty niespoiste od średniozagęszczonego do zagęszczonego.

Teren charakteryzuje się również korzystnymi warunkami wodnymi. Poziom wody gruntowej (pierwszy poziom wodonośny) stabilizował się na rzędnej od około 78,58 do 81,0 m n.p.m., tj. na głębokości od koło 1,8 do 4,85 m p.p.t.

We wnioskach dokumentacji geotechnicznej do projektu [3] zwrócono uwagę na możliwość występowania zwiększonych osiadań ze względu na występowanie osadów organicznych oraz na konieczność ochrony rodzimego podłoża (głównie gruntów niespoistych) przed szkodliwym wpływem czynników atmosferycznych.

2.2. Rozwiązania architektoniczne i konstrukcyjne trzeciego poziomu widowni nad II–gą trybuną oraz I i III trybuny Stadionu Miejskiego w Poznaniu wg dokumentacji projektowej [2, 3]

Trybuna **II** zlokalizowana jest od południowego – zachodu, wzdłuż krótszego boku Stadionu. Trybuna przeznaczona jest w całości dla widzów. Zaprojektowany trzeci poziom widowni stanowi kontynuację istniejących rozwiązań formalnych zastosowanych w istniejącej trybunie **II** oraz w trybunie **IV**.

Przed rozbudową trybuna **II** mogła pomieścić 6531 widzów, a po rozbudowie o 2332 więcej (wszystkie miejsca na trybunie są siedzące).

Trybuna **I** zlokalizowana jest, od strony północno – zachodniej (wzdłuż dłuższego boku stadionu), a trybuna **III**, po przeciwnej stronie stadionu, od strony południowo – wschodniej. Przewidziano połączenie trybun **I** i **III** z istniejącą trybuną II.

Trybuny **I** i **III** zastąpiły pierwotne trybuny ziemne.

Projekt zakładał również przeprojektowanie istniejącej trybuny **IV**, tak aby audytoria powyżej poziomu +6,60, łączyły się z trybunami **I** i **III** pod takim kątem, który jest zgodny z wytycznymi UEFA.

Głównymi elementami konstrukcyjnymi trybun są ramy żelbetowe rozstawione w kierunku poprzecznym do boiska, co 9,0 m. Ramy te zaprojektowano częściowo jako żelbetowe monolityczne, częściowo w technologii żelbetowej prefabrykowanej. W skład elementów prefabrykowanych wchodzą rygle żelbetowe międzykondygnacyjne oraz belki podaudytoryjne ram. Belki te są oparte przegubowo na słupach żelbetowych.

Na belkach podaudytoryjnych, zaprojektowano żelbetowe, prefabrykowane płyty audytoryjne o przekroju kątowym (kształt litery „L”).

Stropy zaprojektowano z prefabrykowanych płyt stropowych typu „filigran”. Wysokość konstrukcyjna stropu (wraz z wylewką) wynosi 30 cm. Strop ten stanowi konstrukcję zespoloną: płyt prefabrykowanych i warstwy nadbetonu. Stropy pełnią dodatkowo funkcję tarczy poziomej usztywniającej poprzecznie konstrukcję trybuny. Efekt ten został uzyskany poprzez ścisłe zmonolityzowanie płyt stropowych z ryglami międzykondygnacyjnymi oraz dodatkowe uciąglenie płyt stropowych w kierunku poprzecznym, otrzymano tym samym schemat statyczny trójprzęsłowy.

Konstrukcja trybun jest usztywniona globalnie poprzez sztywne monolityczne połączenie płyt stropowych (tarcz poziomych) z belkami podłużnymi głównych ram żelbetowych stadionu. Ramy te wraz ze słupami stanowią o sztywności układu.

Rygle międzykondygnacyjne żelbetowe półprefabrykowane, ramowe, zaprojektowano jako utwierdzone w uciąglonych słupach żelbetowych, połączonych z fundamentami za pomocą węzłów sztywnych, zdefiniowanych jako utwierdzenia.

Prefabrykowane belki podaudytoryjne oparto przegubowo na żelbetowych słupach ram. Część monolityczna ram powiązana jest z częścią prefabrykowaną za pomocą podpór przegubowych mających na celu wyeliminowanie negatywnej współpracy elementów monolitycznych i prefabrykowanych. Prefabrykowane płyty audytoryjne zaprojektowano jako elementy swobodnie podparte z uwzględnieniem odwrotnej strzałki ugięcia.

Dojścia do trybun zapewniają żelbetowe klatki schodowe.

W projekcie [3] założono posadowienie bezpośrednie na stopach i ławach fundamentowych. Głębokość posadowienia trybuny **II** przewidziano na poziomie od -1,80 do -3,00 m, dla trybuny **I** na poziomie od -1,00 do -6,92 m, a dla trybuny **III** na poziomie od -1,00 do -3,00 m poniżej rzędnej „0" odpowiadającej rzędnej geograficznej – 83,15 m n.p.m.

Konstrukcja żelbetowa została zaprojektowana z betonu B45 i B50 W8 zbrojonego stalą AIIIN.

Płyty audytoryjne są podzielone na części o rozpiętości 9,0m i przekroju w kształcie litery „L". Połączenia pomiędzy płytami a belkami zaprojektowano jako skręcane przy pomocy szyn Halfen HTA-40/22 o długości 15cm. Płyty audytoryjne zaprojektowano jako opierające się na stopniach belek za pośrednictwem podkładek neoprenowych „Calenberg Cigular" typ S-60. Płyty są przymocowane do belek za pomocą kątowników L120x120x10 mm, które przykręcono do szyn HTA. Miedzy płytami audytoryjnymi przewidziano dylatacje wynoszące 30 mm, z uszczelnieniem firmy „Sika". W celu prawidłowego montażu oraz lepszego zespolenia płyt między sobą w górnej części płyt wypuszczono trzpienie montażowe ze stali zbrojeniowej, o średnicy 16 mm, co 100cm.

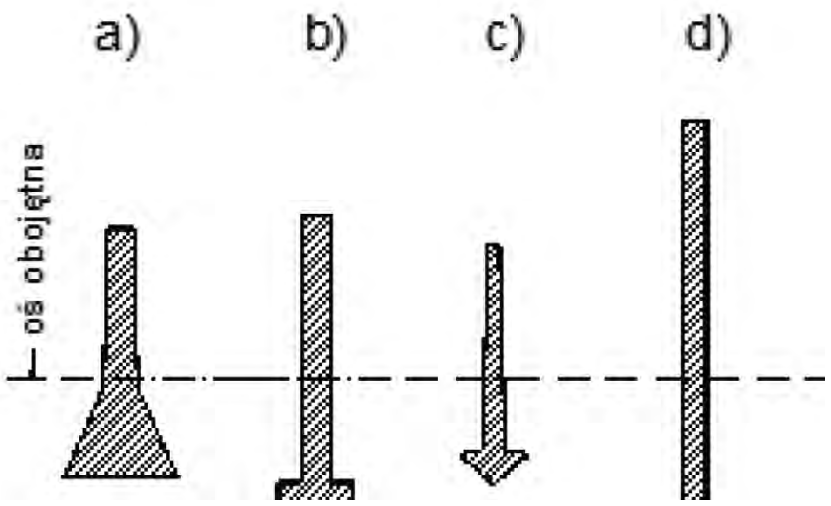
2.3. Stwierdzone główne wady i usterki konstrukcji Stadionu

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono szereg wad i usterek konstrukcji Stadionu Miejskiego w Poznaniu [1]. Wady te miały zróżnicowaną wagę od uszkodzeń awaryjnych, poprzez przedawaryjne do uszkodzeń niezagrażających bezpieczeństwu, ale mających wpływ na użytkowanie Stadionu.

Główne uszkodzone elementy konstrukcyjne Stadionu to:

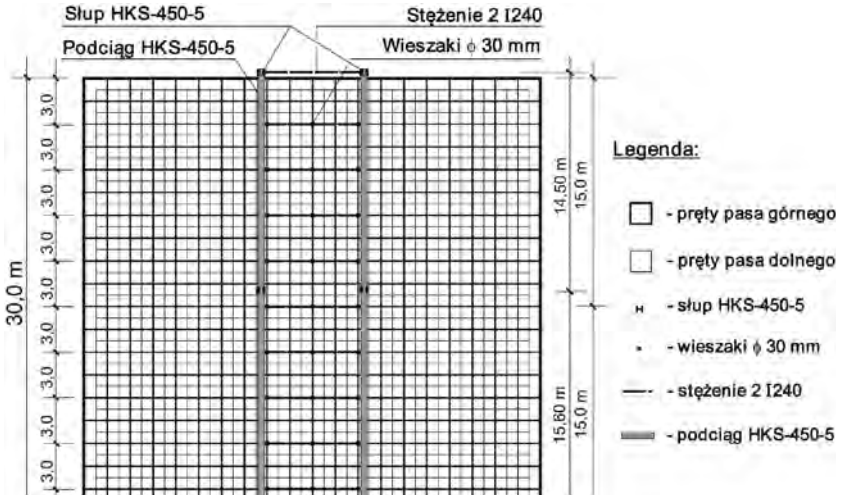
1. Uszkodzone wsporniki belek poprzecznych na dylatacji trybuny **I** poziom nad poziomem +10,23 (rys. 4).
   Stwierdzono, że na wspornikach nie zastosowano projektowanej przekładki neoprenowej umożliwiającej przemieszczenia wzajemne belki i słupa w dylatacji. Zwrócono również uwagę na niewielki wysięg wspornika. Belki zostały zabezpieczone przez tymczasowe podparcie słupami stalowymi. Zakazano użytkowania trybuny powyżej uszkodzonych wsporników. Ewentualne zniszczenie wsporników mogło spowodować rozległą katastrofę budowlaną, zawalenie się części trybuny **I** i zagrażało życiu ludzi znajdujących się poniżej.
2. Obniżenie płyty stopowej w osi D-C/VI trybuny **III** (brak właściwego podparcia na belce). Płyta została tymczasowo podparta i zabezpieczona przed upadkiem.
3. Uszkodzone wsporniki belek na dylatacji trybuny **II** poz. +10,23.
   Nakazano pilne zabezpieczenie wsporników za pomocą tymczasowych podpór stalowych. Zniszczenie wsporników groziło katastrofą budowlaną i zagrażało to życiu ludzi znajdujących się poniżej.
4. Rury stalowe dużej średnicy usztywniające konstrukcję żelbetową trybuny **II** i trybuny **III** – uszkodzenie połączeń rur z żelbetem (rys. 5).
   Rury wymagały tymczasowego zabezpieczenia przed upadkiem.

Rys. 4. Zniszczenie wspornika beki na trybunie **I** oraz montaż zabezpieczenia (arch. autorów)



Rys. 5. Zniszczenie mocowania rur stalowych pomiędzy trybuną **II** i **III** (arch. autorów)

5. Silne zarysowanie ścian podporowych belek podaudytoryjnych trybuny **I** i **III** (rys. 6.).
   Belki nie są oparte całą swoją powierzchnią i obciążają krawędziowo ściany podporowe.

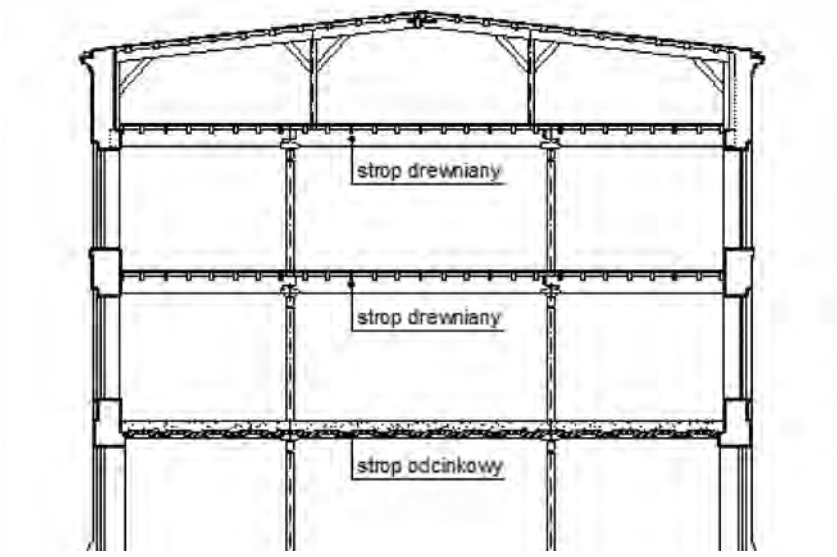


Rys. 6. Podparcie belek podaudytoryjnych (arch. autorów)

6. Uszkodzone rygle ram i płyty żelbetowe w dylatacjach poprzecznych wszystkich trybun (rys.7.).
   Belki i płyty oparto na przekładce z papy bitumicznej. Nie zastosowano przekładek umożliwiających przesuw elementów w obrębie dylatacji. Brak takich przekładek zakłóca pracę konstrukcji, a odpadające fragmenty otuliny belek stanowiły zagrożenie dla życia i zdrowia ludzi znajdujących się poniżej. Ponadto w miejscach dylatacji stwierdzono wnikanie wody opadowej w styki konstrukcyjne co powodowało destrukcję elementów żelbetowych.

Rys. 7. Podparcie płyt stropowych na ryglach ram trybun w miejscach dylatacji (arch. autorów)

7. Uszkodzone podparcia belek żelbetowych schodów zewnętrznych na trybunę **I** i **III**
   Do oparcia zastosowano przekładkę z papy bitumicznej zamiast projektowanych przekładek neoprenowych, przez co nie zapewniono styku elementów prefabrykowanych całymi powierzchniami. Miejscowe, krawędziowe obciążenie elementów żelbetowych doprowadziło do ich uszkodzenia tj. odspojenia otuliny prętów zbrojeniowych.
8. Zniszczone oparcie kratownic stalowych trybuny **IV** w strefie przydylatacyjnej (rys. 8.).
   Kratownice stalowe są na sztywno zamontowane po obu stronach dylatacji. Przemieszczenie konstrukcji trybuny w dylatacji wywołało duże siły wewnętrzne w kratownicach co doprowadziło do zniszczenia zakotwienia kratownic stalowych w konstrukcji żelbetowej. Kratownice wymagały zabezpieczenia przed upadkiem.



Rys. 8. Zniszczenie oparcia kratownic stalowych – trybuna **IV** (arch. autorów)

9. Zniszczenia spawów łączących płyty audytoryjne L z belkami podaudytoryjnymi na trybunie **IV**.
   Zniszczenia wystąpiły w miejscach dylatacji konstrukcji. Płyty wymagały zabezpieczania.
10. Odpadające tynki z silnie zawilgoconych nadproży nad wejściami na trybunę **II** (rys. 9.). Zalecono usunięcie uszkodzonego tynku i wykonanie tymczasowych daszków zabezpieczających.

Ponadto stwierdzono niezachowanie ciągłości dylatacji konstrukcji trybun. W wielu miejscach przez dylatacje przebiegają ciągłe balustrady, ściany działowe, sufity podwieszane. W tych miejscach występują lokalne uszkodzenia wynikające z naturalnej pracy konstrukcji w dylatacjach. Problematyczne jest również zapewnienie szczelności przeciwwodnej prefabrykowanych płyt audytoryjnych L w miejscach ich styków. Woda opadowa wnikająca do wnętrza pomieszczeń znajdujących się pod trybunami powoduje destrukcję elementów wykończeniowych.

Zaobserwowane usterki wynikały z niewłaściwego wykonania detali oparcia elementów prefabrykowanych, zastosowania nieodpowiednich materiałów w miejscu dylatacji konstrukcji trybun oraz nie zapewnienia szczelności przeciwwodnej w miejscach dylatacji.

Rys. 9. Uszkodzenia tynku na nadprożach – trybuna **II** (arch. autorów)

3. POSUMOWANIE

Już na etapie przeprowadzania badań konstrukcji Stadionu Miejskiego w Poznaniu nakazano pilne zabezpieczenie elementów konstrukcji będących w awaryjnym stanie technicznym. W szczególności zabezpieczenia dotyczyły uszkodzonych krótkich wsporników na trybunie **I** oraz płyt stropowych na trybunie **II**.

Ponadto zalecono zabezpieczenie przed upadkiem rur stalowych pomiędzy trybunami **II** i **III** za pomocą lin stalowych.

Wyznaczono i wygrodzono strefy niebezpieczne narażone na spadanie uszkodzonych fragmentów otuliny elementów żelbetowych. Zalecono montaż siatek stalowych wychwytujących odpadające fragmenty betonu. Strefy niebezpieczne koncentrowały się w obrębie dylatacji konstrukcji żelbetowej trybun.

Ponieważ w trakcie eksploatacji Stadionu dochodziło do miejscowych, samowolnych „napraw" oraz maskowania imperfekcji nakazano pilne opracowanie szczegółowego programu napraw całej konstrukcji żelbetowej, w szczególności w strefach przydylatacyjnych.

Oceniono, że proces naprawy Stadionu będzie procesem skomplikowanym i długotrwałym.

Co najmniej do czasu przeprowadzenia docelowych napraw należy monitorować miejsca zaobserwowanych uszkodzeń elementów Stadionu, w celu analizy bezpieczeństwa konstrukcji i użytkowników. W szczególności przegląd uszkodzonych elementów powinien odbywać się przed organizowaniem imprez sportowych na Stadionie.

Postulowano, że ze względu na dużą ilość wad i możliwość ujawnienia się w przyszłości nowych wad, a także ze względu na charakter obiektu, stan konstrukcji Stadionu powinien być monitorowany również po przeprowadzeniu napraw docelowych. Częstotliwość monitoringu powinna zostać określona po wykonaniu napraw, w zależności od ich zakresu i skuteczności.

Literatura

[11] Szulborski K., Nalewajko R., Przybysz P., Majewska A.: *Ekspertyza techniczna konstrukcji Stadionu Miejskiego położonego w Poznaniu przy ul. Bułgarskiej 17*. Kwiecień 2013 r.

[12] Projekt Budowlany trzeciego poziomu widowni nad II-gą trybuną Stadionu Miejskiego w Poznaniu. Pracownia MODERN CONSTRUCTION SYSTEM Sp. z o. o. ,sierpień 2007.

[13] Projekt Budowlany Stadionu Miejskiego w Poznaniu w zakresie I i III trybuny, wraz z łącznikami, zadaszeniem i infrastrukturą towarzyszącą, oraz adaptacja II i IV trybuny. Pracownia MODERN CONSTRUCTION SYSTEM Sp. z o. o., maj 2008.

THE STATE OF FAILURE OF MUNICIPAL STADIUM STRUCTURE IN POZNAN

Krzysztof KOZIŃSKI[1]
Marian PŁACHECKI[2]

KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCJI OBIEKTÓW PRZEMYSŁOWYCH Z UWAGI NA TRWAŁOŚĆ I ODPORNOŚĆ NA ODDZIAŁYWANIA EKSPLOATACYJNE

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono własne doświadczenia rzeczoznawcze w zakresie badań konstrukcji obiektów przemysłowych (chłodnie kominowe, osadniki, bunkry), w których, w wyniku niedostosowania rozwiązań konstrukcyjnych do warunków użytkowania, wystąpiły przedwczesne uszkodzenia i stany awaryjne. Sformułowano wnioski i uogólnienia odnośnie kształtowania i modelowania konstrukcji tego typu obiektów na etapie ich projektowania i realizacji, a także diagnostyki, napraw i wzmocnień konstrukcji istniejących obiektów.

SŁOWA KLUCZOWE: obiekty przemysłowe, trwałość, diagnostyka, wzmacnianie konstrukcji

1. WSTĘP

W aktualnej normie do projektowania konstrukcji żelbetowych EC2 [1] problem trwałości jest istotnym zagadnieniem branym pod uwagę przy projektowaniu wszelkiego typu obiektów budowlanych, natomiast obiekty realizowane kilkadziesiąt lat temu w ogóle nie były analizowane pod względem ich trwałości.

[1] dr inż. Krzysztof Koziński, kkozinsk@pk.edu.pl - Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej
[2] dr inż. Marian Płachecki, emplacheccy@neostrada.pl - Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

W EC2 [1] środowisko, oddziaływujące na konstrukcję, podzielone jest na tzw. klasy ekspozycji. Są to warunki fizyczne lub chemiczne, wpływające w długim czasie na stan konstrukcji. W zależności od stopnia agresywności środowiska oraz czynników wywołujących korozję betonu, norma narzuca nam, jaką minimalną grubość otulenia zbrojenia i klasę betonu powinniśmy zastosować. Dodatkowo, oprócz odpowiedniej otuliny i klasy betonu, często stosuje się różnego rodzaju powłoki zabezpieczające.

W badanych przez autorów niniejszego artykułu obiektach przemysłowych (między innymi w chłodniach kominowych, osadnikach, bunkrach szczelinowych, galeriach transportowych), wykonanych w latach 50-tych – 70-tych ubiegłego wieku, uszkodzenia betonu pojawiały się już po kilkunastu latach użytkowania, a po około 25–30 latach ich stan techniczny był tak zły, że zagrażał katastrofą budowlaną. Było to spowodowane głównie niedostosowaniem konstrukcji do trudnych warunków eksploatacyjnych, jak również wadami projektowymi i wykonawczymi. W tamtym okresie powszechnie stosowano betony niskich marek, odpowiadające dzisiejszym klasom C12/15 do C16/20, a przyjęte otuliny zbrojenia były zdecydowanie za małe, aby zabezpieczyć zbrojenie przed korozją. Dodatkowym czynnikiem przyśpieszającym procesy korozyjne np. w słupach podbudowy chłodni kominowych jest ciągłe ich zawilgacanie i osuszanie, a w okresie zimowym zamarzanie i odmrażanie betonu na grubości otuliny. Z oddziaływaniami fizycznymi występowało synergiczne oddziaływanie chemiczne, związane z agresywnością środowiska powietrznego i wodnego. W przemyśle energetycznym wykorzystywano agresywne chemicznie wody kopalniane. Do „uzdatniania" wody stosowano między innymi kwas siarkowy – woda taka była niezwykle agresywna dla betonu. Stosowane natomiast w tamtych czasach izolacje powłokowe były na bazie bitumów, które stosunkowo szybko podlegały procesom starzenia. W efekcie w powłokach chłodni kominowych występował szybki proces degradacji betonu na grubości otuliny zbrojenia.

Z tych powodów konieczna jest szczególna dbałość o okresowe badania stanu technicznego wymienionych obiektów, a wszelkiego typu uszkodzenia powinny być niezwłocznie po ich wystąpieniu poddane badaniu i ewentualnej naprawie.

2. CHŁODNIE KOMINOWE

Większość chłodni kominowych, wznoszonych w latach 60-tych i 70-tych ubiegłego wieku, po około 25–30 latach użytkowania poddawanych było generalnemu remontowi. Z dostępnej dokumentacji remontowej, dotyczącej sześciu chłodni znajdujących się na terenie jednej z elektrowni (użytkowanych przez okres około 25 lat), wynikało, że w obiektach tych wystąpiły następujące uszkodzenia (rys.1):

- destrukcja powierzchniowa otuliny zbrojenia, obserwowana jako powierzchniowe odpryski betonu bez odsłonięcia zbrojenia, albo wgłębne odpryski betonu z odsłoniętym zbrojeniem poziomym i powierzchniową korozją stali,
- destrukcja otuliny zbrojenia obejmująca większe obszary, z odsłonięciem zbrojenia poziomego i pionowego oraz zaawansowaną korozją odsłoniętej stali (lokalnie nawet całkowicie). Destrukcja betonu obejmowała także wgłębne warstwy na grubości powłoki,
- destrukcja wgłębna betonu z rozluźnieniem jego struktury oraz lokalnym powstaniem otworów na całej grubości powłoki i zaawansowaną korozją całkowicie odsłoniętego zbrojenia,
- nieszczelności betonu w powłoce chłodni na stykach poziomych cykli roboczych oraz między stykami, związanych z technologią wznoszenia i betonowania powłoki,
- raki i pęknięcia poziome na powierzchni betonu oraz odspojenie powierzchniowej warstwy betonu.

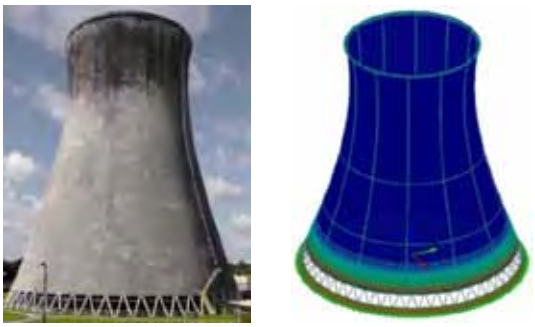
W chłodni przedstawionej na rys. 1, wyszczególnione powyżej typy uszkodzeń występowały na całej zewnętrznej powierzchni powłoki, przy czym wgłębna destrukcja betonu obejmowała około 15 % powierzchni. Stwierdzono 16 otworów o wymiarach obejmujących całą grubość powłoki na wysokości cyklu roboczego, o długościach od około 2,8 m do około 6 m. Maksymalny obszar pełnego zniszczenia betonu oceniono na 6,5 x 12 m. Podstawowe czynniki, które wywołały destrukcję powłoki chłodni to: brak izolacji przeciwwilgociowej na wewnętrznej powierzchni, nieszczelności na stykach deskowania, duże nieszczelności strukturalne, zła jakość betonu, niewłaściwa otulina zbrojenia i agresywność środowiska.

Rys. 1. Uszkodzenia w chłodni kominowej po okresie około 25 lat użytkowania

Dla kilku chłodni kominowych autorzy niniejszego artykułu przeprowadzili kompleksowe badania stanu technicznego obejmujące:

- badania powłoki od strony wewnętrznej i zewnętrznej,
- badania słupów podbudowy i pierścienia dolnego i górnego,
- określenie jakości betonu na wyciętych próbkach walcowych,
- wyrywkowe skanowanie zbrojenia i porównanie wyników badań z dostępną dokumentacją projektową.

Po dokładnym zbadaniu stanu technicznego oraz rozpoznaniu konstrukcji obiektu przeprowadzano analizę statyczno-wytrzymałościową. Na rys. 2 pokazano widok ogólny i model obliczeniowy jednej z badanych chłodni o wysokości około 80 m, średnicy w miejscu przewężenia 20 m, opartej na 108 słupach skośnych – użytkowanej przez okres około 50 lat. Chłodnia ta po około 28 latach pracy była remontowana – wówczas jej stan techniczny zagrażał katastrofą budowlaną.



Rys. 2. Chłodnia kominowa: widok ogólny po około 50 latach użytkowania i model obliczeniowy

Chłodnię podzielono na piętnaście pionowych pasm, tak aby można objąć badaniami alpinistycznymi całą powłokę. Badania uwidoczniły następujące jej uszkodzenia od strony zewnętrznej:

- odspojenie i brak zespolenia z podłożem betonu natryskowego w kilkudziesięciu miejscach – obszary te miały charakter lokalny i nie przekraczały wymiarów 0,5 m x 0,5 m,
- w górnej strefie, na wysokości około 4 metrów poniżej wspornikowego pierścienia obwodowego, zauważono wysięki wyługowanych związków wapnia oraz w kilku miejscach zarysowania powłoki (rys. 3),
- na stykach wykonywanych wcześniej napraw betonu natryskowego, lokalnie występowały zarysowania betonu i wysięki związków wapnia (rys. 4). W tej chłodni, z uwagi na bardzo zły stan techniczny, w czasie przeprowadzonego wówczas remontu, konieczna była wymiana betonu na znacznym obszarze, na całej grubości powłoki. Przecieki i nieszczelności występowały głównie w miejscu połączenia starego betonu z nowym.

Rys. 3. Wysięki wyługowanych związku wapnia i zarysowania powłoki w górnej części

Rys. 4. Uszkodzenia powłoki na granicy wcześniej wykonywanych napraw

Rys. 5. Uszkodzenia powłoki po stronie wewnętrznej

Badania chłodni od strony wewnętrznej, przeprowadzone również z udziałem zespołu alpinistów, wykazały (rys. 5):

- ślady łuszczenia i starzenia izolacji wewnętrznej na wysokości około 15 m (od góry do przewężenia chłodni),
- w górnej strefie występowały wysięki wyługowanych związków wapnia (w tych samych miejscach co po stronie zewnętrznej), a także lokalne zarysowania powłoki. Wysięki te występowały zazwyczaj na styku pierwotnej, poziomej przerwy roboczej,
- izolacja wewnętrzna była nieszczelna.

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz analizy statyczno – wytrzymałościowej zalecono prace naprawcze obejmujące:

- reprofilację wieńca górnego – zabezpieczenie odsłoniętego zbrojenia, uzupełnienie wgłębnych ubytków betonu i odtworzenie otuliny zbrojenia,
- odtworzenie uszkodzonej (spękanej) powierzchni betonu natryskowego, na wysokości około 4 m poniżej wieńca górnego oraz w strefach braku zespolenia z podłożem,
- uszczelnienie styku naprawianych obszarów betonu natryskowego w miejscu wysięków związków wapnia,
- wykonanie nowej powłoki ochronnej od strony wewnętrznej na całym obwodzie chłodni, na wysokości około 15 m (od góry do przewężenia) wraz z zabezpieczeniem wieńca górnego od strony wewnętrznej i zewnętrznej. Dodatkowo zalecono wykonanie powłoki izolacyjnej od strony zewnętrznej na wysokości około 5 m poniżej wieńca górnego.

Badaniami i analizą objęte były również, szczególnie narażone na korozję, słupy podbudowy chłodni kominowych. Stwierdzono w większości słupów (rys. 6):

- intensywne spękania w ich górnej i dolnej części (w większości uszkodzonych słupów spękania występowały w górnej części),
- ubytki betonu, stanowiącego otulinę zbrojenia podłużnego i poprzecznego, które w konsekwencji powodowały korozję zbrojenia,
- wgłębną destrukcję betonu, związaną z migracją wody, powodującą ługowanie związków wapnia,
- uszkodzenia betonu w wyniku powtarzających się cykli zamarzania wody zgromadzonej w spękanym, uszkodzonym betonie, co w konsekwencji powodowało jego dalsze mechaniczne uszkodzenia. W słupach o przekroju prostokątnym występowały intensywniejsze wgłębne uszkodzenia betonu i korozja zbrojenia w narożach od strony zbiornika wody.

Rys. 6. Przykładowe uszkodzenia słupów podbudowy o przekroju sześciokątnym i prostokątnym

Zaobserwowane w jednej z badanych chłodni (rys. 7) uszkodzenia korozyjne betonu i stali sięgały do połowy wysokości przekroju słupa, a odsłonięte zbrojenie podłużne i poprzeczne było niemalże w całości skorodowane. Dodatkowo dwa sąsiednie słupy też były poważnie uszkodzone. Problemy oceny bezpieczeństwa w uszkodzonych słupach podbudowy chłodni kominowych zostały szerzej omówione w pracach [2] i [3].

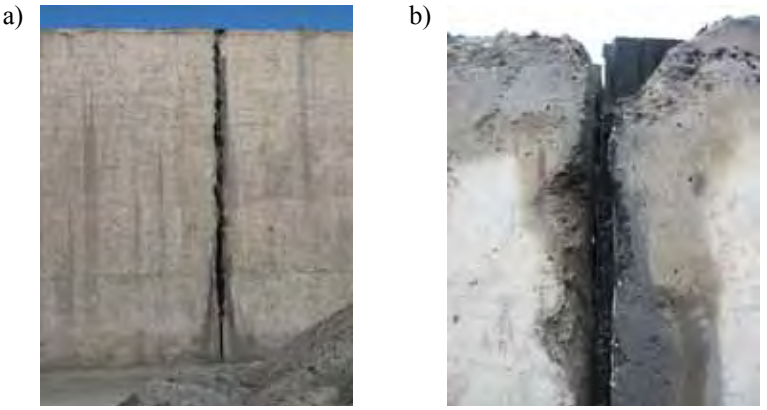
Rys. 7. Uszkodzenia trzech sąsiednich słupów podbudowy

3. OSADNIK ŻUŻLA

Kolejny obiekt, w którym wyeksponowane są problemy trwałości, to widoczny na rys. 8 osadnik żużla. Komory żużlowe mają wymiary około 37 na 9,5 m i wysokości 6,60 m. W połowie długości komór wykonano dylatację w płycie fundamentowej i ścianach pionowych. W płaszczyźnie dylatacji wprowadzone zostały dwie taśmy dylatacyjne oraz dodatkowo od strony wewnętrznej ułożono taśmę zabezpieczoną płaskownikiem.

Rys. 8. Osadnik żużla – widok ogólny

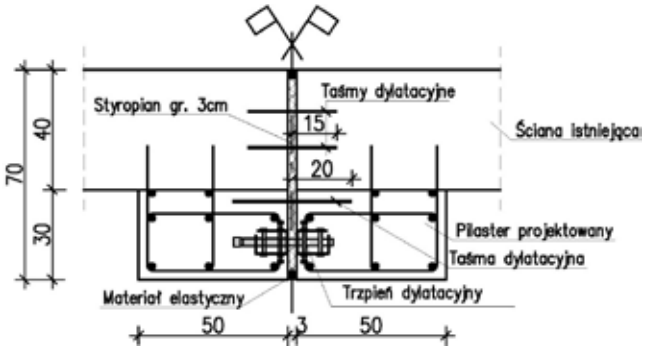
Główny problem występujący tutaj to nieszczelność dylatacji (rys. 9). Przecieki spowodowane były zerwaniem taśm dylatacyjnych oraz uszkodzeniami korozyjnymi betonu – powstałymi w wyniku powtarzających się cykli zamarzania wody zgromadzonej w spękanym, uszkodzonym betonie.



Rys. 9. Uszkodzenia dylatacji: a) na całej wysokości ściany zbiornika, b) w górnej części – widoczna zerwana taśma dylatacyjna

Wykonanie dylatacji w połowie długości komór wymusiło wspornikową pracę ścian zbiornika w jej rejonie. W górnej części ściany występują największe przemieszczenia poziome, dodatkowo komory żużlowe mogą być nierównomiernie wypełnione. Jedna część komory (do dylatacji) może być niemalże w całości wypełniona, a druga część może być pusta. Taki przypadek obciążenia żużlem powoduje klawiszowanie ścian, co w efekcie spowodowało zerwanie taśm dylatacyjnych.

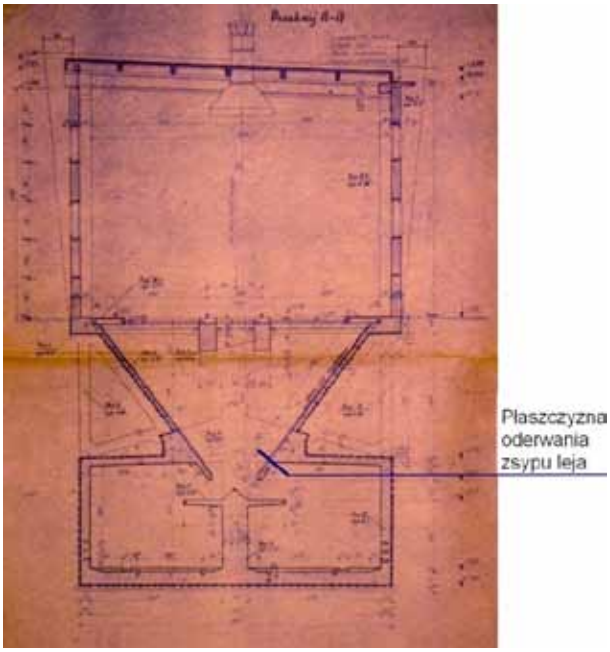
W wyniku przeprowadzonych badań i analizy statyczno-wytrzymałościowej podjęto działania naprawcze obejmujące między innymi wykonanie dodatkowych pilastrów z osadzoną w nich taśmą i trzpieniami dylatacyjnymi (rys. 10). Taśma stanowiła dodatkowe uszczelnienie konstrukcji w rejonie dylatacji, a trzpienie dylatacyjne zniwelowały nierównomierne przemieszczenia ścian, a tym samym zmniejszyły prawdopodobieństwo uszkodzenia taśm dylatacyjnych. Dodatkowo wykonano iniekcję uszczelniającą oraz odbudowano uszkodzony beton w rejonie dylatacji.



Rys. 10. Szczegół wykonania naprawy przerwy dylatacyjnej w ścianach osadnika żużla

4. BUNKIER SZCZELINOWY

Bunkier szczelinowy, używany w przemyśle energetycznym, o wymiarach rzutu poziomego 8,6 m x 78 m, dylatowany co 24 m, zlokalizowany jest w części podziemnej (rys.11). Konstrukcja nad bunkrem wykonana jest z elementów prefabrykowanych, a część podziemna z elementów żelbetowych monolitycznych i prefabrykowanych. Wzdłuż osi bunkra przebiega na poziomie płyty fundamentowej ściana żelbetowa grubości 65 cm, stanowiąca usztywnienie podłużne oraz podparcie dla słupów żelbetowych (o przekroju 65 x 65 cm, rozstawionych co 6,0 m), na których opierają się belki podtorza kolejowego. Ściana zwieńczona jest żelbetowym pomostem dwuwspornikowym. Usztywnienia poprzeczne bunkra stanowią prefabrykowane ramy żelbetowe o kształcie trójkątnym rozmieszczone co 3,0 m, stanowiące podparcie dla żelbetowych płyt prefabrykowanych, tworzących ściany leja nachylone pod kątem 55°. W dolnej części ścian leja wykonany jest monolityczny rygiel podłużny, w którym zakotwiona jest wspornikowa płyta zsypowa o grubości 12 cm i wysięgu 62 cm.



Rys. 11. Przekrój poprzeczny przez bunkier szczelinowy

W konstrukcji bunkra szczelinowego wystąpiły następujące uszkodzenia:

- na długości kilku metrów nastąpiło oderwanie dolnej zsypowej żelbetowej części ściany leja. W płaszczyźnie przełomu nastąpiło całkowite skorodowanie zbrojenia. Stwierdzono również dużą porowatość i wady struktury betonu w oderwanej części wspornikowej (rys. 12),
- kątowniki stalowe, stanowiące krawędziowe zabezpieczenie dolnej części ścian leja, były całkowicie skorodowane. Stan taki występował na całej długości obu ścian leja,
- uszkodzenia korozyjne i ubytki betonu w dolnej części słupów wsporczych sięgały lokalnie do głębokości 10 cm ich przekroju poprzecznego (rys.13),

- uszkodzenia korozyjne belek toru jezdnego wagonów,
- ubytki otuliny zbrojenia, korozja odsłoniętego zbrojenia oraz ubytki betonu w ścianach, stropach i schodach w obszarze podziemnego tunelu.

Rys. 12. Oderwana dolna część leja

Rys. 13. Uszkodzenia korozyjne słupów

Bunkier szczelinowy i budynek nadbudowy użytkowane są przez okres około 45 lat. W odniesieniu do bunkra szczelinowego występują oddziaływania mechaniczne o charakterze dynamicznym i korozyjne, związane z rozładowywaniem wagonów i transportem miału węglowego. Środowisko technologiczne wilgotnego miału węglowego, zanieczyszczonego związkami siarki i soli, charakteryzuje się silnym oddziaływaniem korozyjnym na beton i stal. Te czynniki, przy długotrwałym oddziaływaniu, powodują narastanie uszkodzeń i mogą prowadzić do stanów awaryjnych. Miało to miejsce w przypadku dolnej wspornikowej części ścian leja, która uległa oderwaniu. Przyjęta w dokumentacji projektowej i zrealizowana grubość ściany leja w części wspornikowej h = 12cm, była zbyt mała i nie została dostosowana do przewidywanych warunków eksploatacyjnych. W oderwanej części leja stwierdzono dużą porowatość betonu, nadmiar

drobnych frakcji, niejednorodne ułożenie kruszywa, lokalnie grube kruszywo (nadziarno). Przy grubości ścianki leja 12 cm beton o takiej strukturze nie mógł stworzyć szczelnej otuliny zbrojenia. Konsekwencją tych wad projektowych i wykonawczych była przyśpieszona korozja betonu i zbrojenia – te czynniki zdecydowały o wystąpieniu awarii.

5. PODSUMOWANIE

Przy projektowaniu konstrukcji należy uwzględniać chemiczne i fizyczne oddziaływania środowiska. Czynniki fizyczne i chemiczne w długim okresie czasu powodują zmniejszenie grubości otuliny oraz wzrost porowatości betonu. Ma to w szczególności miejsce w przypadku obiektów przemysłu energetycznego, użytkowanych z reguły w agresywnych warunkach. W obiektach wybudowanych w latach 50–70 ubiegłego wieku powszechnie stosowano betony niskich marek. Charakteryzowały się one dużą porowatością, zwłaszcza na zbyt małej grubości otulenia zbrojenia, oraz częstymi wadami wykonawczymi. Te czynniki sprzyjały szybkiej korozji betonu i zbrojenia. Problemy trwałości konstrukcji zostały w szczególności wyeksponowane w powłokach i słupach chłodni kominowych – po kilkunastu latach użytkowania wystąpiły stany awaryjne oraz konieczność ich napraw i wzmocnień.

Odrębnym zagadnieniem jest dostosowanie konstrukcji do warunków użytkowania, na etapie ich projektowania. Przekroje poprzeczne elementów winny wynikać nie tylko z warunków nośności, ale także z warunków trwałości (np. w chłodniach: grubość powłoki, przekrój poprzeczny słupów kołowych i prostokątnych). Szczególnie wrażliwe miejsca w konstrukcji to przekroje w strefie kształtowania dylatacji. Ukształtowanie dylatacji w zbiorniku na żużel, często spotykane także w zbiornikach prostopadłościennych na ciecze, świadczy o braku kompleksowej analizy na etapie projektowania możliwych warunków ich użytkowania.

W odniesieniu do użytkowanych obiektów szczególna rola winna być przypisana diagnostyce – monitorowaniu stanu technicznego ich konstrukcji. Wiąże się z tym rola rzeczoznawstwa budowlanego – oceny stanu technicznego, bezpieczeństwa użytkowania oraz wskazania właściwego i adekwatnego zakresu napraw i wzmocnień, a także sposobu ich realizacji.

Literatura

[1] PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[2] Płachecki M., Koziński K.: *Analiza nośności i naprawy słupów podbudowy hiperboloidalnych chłodni kominowych po pięćdziesięciu latach eksploatacji*. XXVI Konferencja Naukowo - Techniczna, Awarie Budowlane, strona 713–720, 20-24 Maj 2013.

[3] Ajdukiewicz A., Hulimka J., Właszczuk M., Chylińska A.: *Awaria i rekonstrukcja dolnych części konstrukcji nośnej żelbetowych chłodni kominowych*, XXI Konferencja Naukowo- Techniczna, Awarie Budowlane, strona 631–638, 20-23 Maj 2003.

DESIGN OF INDUSTRIAL OBJECTS STRUCTURE FOR DURABILITY AND RESISTANCE TO IMPOSED ACTIONS

Janusz KRENTOWSKI[1]
Romuald SZELĄG[2]

ANALIZA STANU WZMACNIANEJ KONSTRUKCJI W OKRESIE 20-LETNIEJ EKSPLOATACJI

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono proces badania i analizy stanu zagrożonej konstrukcji przekrycia strukturalnego o wymiarach 30×30m. Przedstawiono koncepcję wzmocnienia oraz zilustrowano etap realizacji prac zabezpieczających. Stan odkształceń wzmocnionego obiektu monitorowano przez okres dwudziestu lat w odstępach pięcioletnich. Wyniki pomiarów odkształceń elementów konstrukcji zinterpretowano jako kryterium stanu obiektu, warunkującego jego bezpieczną eksploatację.

SŁOWA KLUCZOWE: przekrycie strukturalne, wzmocnienie, ugięcia, nadzór, eksploatacja

1. WPROWADZENIE

Trwałość obiektu budowlanego, która jest wypadkową szeregu czynników, może być na etapie eksploatacji zwiększana w efekcie wprowadzenia szeroko pojętych wzmocnień podstawowych elementów konstrukcyjnych [1]. Zjawisko jest szczególnie istotne w aspekcie konstrukcji wzmacnianych po zaistnieniu awarii czy katastrofie budowlanej [2]. Aby zapewnić bezpieczeństwo takich konstrukcji konsekwencją wzmocnienia musi być bieżące monitorowanie jej stanu technicznego, np. w aspekcie spełnienia przepisów ustawy Prawo budowlane [3].

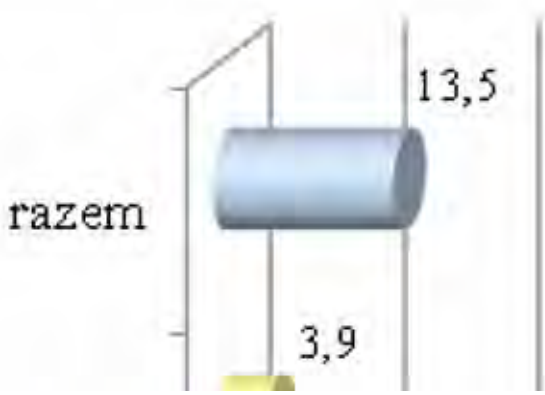
[1] dr inż., Janusz Krentowski, janusz@delta-av.com.pl - Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
[2] dr inż., Romuald Szeląg, r.szelag@pb.edu.pl - Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

2. AWARIA PRZESTRZENNEJ KONSTRUKCJI KRATOWEJ

Budynek o konstrukcji stalowej wzniesiono w latach 70-tych i przez dwadzieścia pięć lat wykorzystywano jako obiekt użyteczności publicznej. Po wykonaniu prac remontowych i adaptacyjnych w budynku zlokalizowano dyskotekę gromadzącą jednorazowo ponad tysiąc osób. Do robót modernizacyjnych przystąpiono na podstawie dokumentacji architektonicznej, niepoprzedzonej ekspertyzą oceniającą rzeczywisty stan techniczny elementów budynku. W opracowywaniu dokumentacji projektowej nie uczestniczył konstruktor, co w konsekwencji skutkowało wystąpieniem stanu zagrożenia.

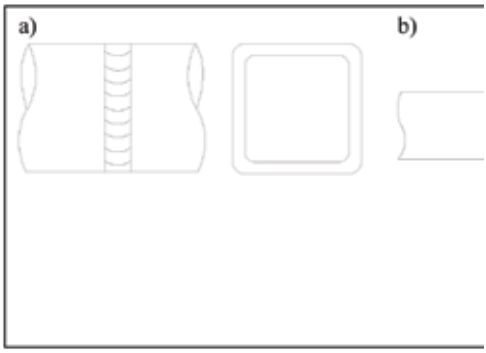
3. ANALIZA ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCJI OBIEKTU

Przestrzenną kratownicową konstrukcję stalową typu „Piramitec" [4], wykorzystywano jako typowe przekrycie sali widowiskowej o wymiarach 30,0 × 30,0 m. Strukturę podzielono na segmenty o wymiarach 1,5 × 1,5 m, połączone w fazie realizacji śrubami z gwintem metrycznym. W pasie górnym skonstruowano 441 węzłów, a w pasie dolnym 400 węzłów. Węzły pasa dolnego uzyskano łącząc krzyżulce z prętami dolnymi wykorzystując jedną śrubę M24. W węźle łączone były cztery pręty skośne oraz cztery pręty poziome. Pręty pasa górnego skręcano czterema śrubami. Fragment struktury składającej się z 400 prefabrykowanych segmentów, scalanych na budowie w trakcie montażu, zilustrowano na rysunku 1.



Rys.1. Fragment przestrzennej struktury przekrycia obiektu

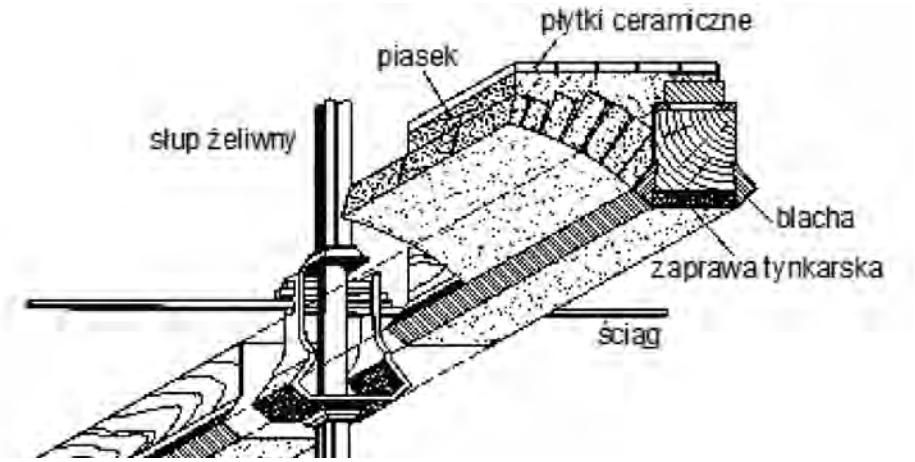
Rozwiązania projektowe węzłów zlokalizowanych w górnej i dolnej płaszczyźnie struktury, weryfikowane na etapie prac identyfikacyjnych, przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Projektowane połączenie elementów konstrukcyjnych; a) płaszczyzna górna, b) płaszczyzna dolna

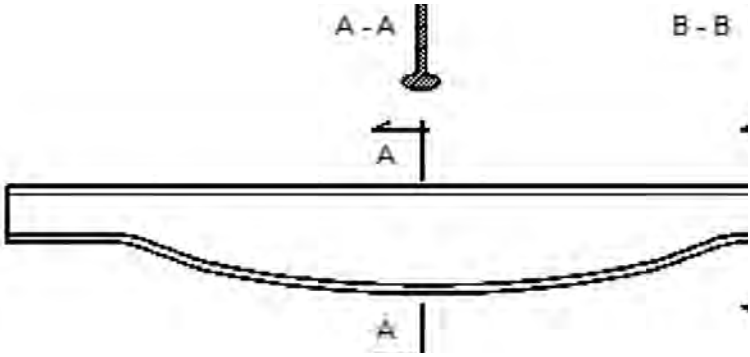
4. ZJAWISKO ZAGROŻENIA STANU OBIEKTU

W trakcie eksploatacji obiektu i prac modernizacyjnych przestrzenna konstrukcja przekrycia (rys. 3) uległa nadmiernym ugięciom i odkształceniom, czego objawem były uszkodzenia elementów sufitu podwieszonego.



Rys. 3. Struktura przestrzenna przekrycia – układ elementów

Rzeczywiste wartości ugięć elementów konstrukcyjnych struktury przestrzennej w okresie zimowym, potwierdzono na podstawie geodezyjnych pomiarów niwelacyjnych. Skręcane połączenia zrealizowane w płaszczyznach dolnych nie zapewniały poprawnego docisku między blachami węzłowymi. Zastosowane śruby były rozciągane oraz ścinane w dwóch kierunkach. W strefach połączeń prętów pasa dolnego nie wykonano projektowanych nakładek wzmacniających. Długości śrub nie spełniały wymagań normowych. Przykład wad w zrealizowanych węzłach ilustruje rysunek 4.



Rys. 4. Wady węzła dolnego struktury

Zastosowana technologia montażu konstrukcji strukturalnej spowodowała brak sztywnego połączenia w strefie węzła górnego. Sąsiednie segmenty nie zostały trwale połączone, na przykład przez zespawanie. Duża rozpiętość i liczba łączonych elementów zwiększyła możliwość wystąpienia wad w fazie montażu konstrukcji. Obciążenia ciężarem pokrycia dachowego przekazywane były bezpośrednio na pasy górne kratownicy przestrzennej. Sposób realizacji przekrycia spowodował obciążenie prętów zlokalizowanych w płaszczyźnie górnej struktury. Zastosowane rozwiązanie powodowało, oprócz wystąpienia w prętach sił ściskających, również ich zginanie. Na stan zagrożenia bezpieczeństwa w największym stopniu wpływało obciążenie śniegiem, którego wartość obliczeniowa określana na podstawie normy [5] prawie dwukrotnie przekraczała ciężar własny konstrukcji stalowej kratownicy przestrzennej oraz istniejących warstw pokrycia.

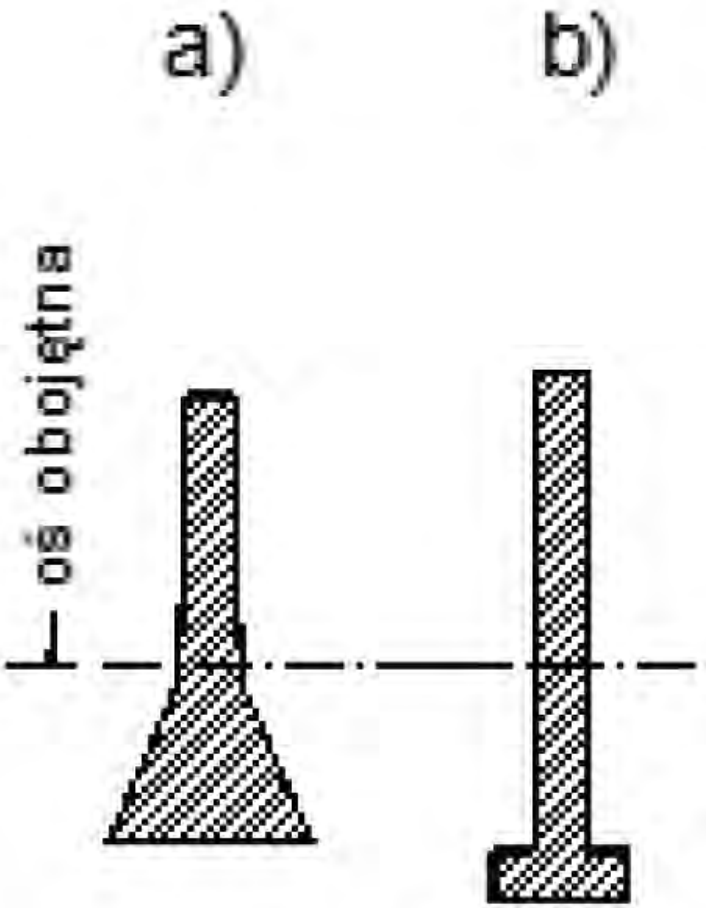
W wyniku przeprowadzonych obliczeń według kryteriów metody stanów granicznych [6], stwierdzono przekroczenie naprężeń w prętach struktury o 32-63% w porównaniu z wartościami granicznymi, co potwierdziło istniejący stan zagrożenia i konieczność wyłączenia obiektu z eksploatacji, a następnie zabezpieczenia lub wzmocnienia konstrukcji przekrycia.

Graniczne ugięcie dachowych dźwigarów kratowych o rozpiętości 30 m, określone w normie [6] wynosi a_{gr} = 12,0 cm, podczas gdy zinwentaryzowane metodą niwelacji precyzyjnej, ugięcia węzłów środkowych pasa dolnego w stanie istniejącym, z uwzględnieniem obciążenia śniegiem, zawierały się w przedziale a_z = 27,9÷28,6 cm. Na podstawie pomiarów i analiz ustalono wartości obciążeń zewnętrznych powodujących opisany stan destrukcji oraz obliczono wartości przemieszczeń odpowiadające rzeczywistym obciążeniom, przy uwzględnieniu pracy materiału w liniowej strefie sprężystej.

Graficzną interpretację analizy przemieszczeń struktury w stanie przedawaryjnym przedstawiono na rysunku 5.

Analizując normowe warunki stanów granicznych oraz stan rzeczywistych przemieszczeń struktury jednoznacznie stwierdzono, że obiekt znajdował się w stadium poprzedzającym katastrofę budowlaną.

Ujemne temperatury powstrzymały przedsiębiorstwo realizujące roboty modernizacyjne przed rozbiórką ścianek działowych lokalnie podpierających konstrukcję przekrycia wewnątrz hali. Eksploatacja obiektu w okresie opadów śniegu nieuchronnie doprowadziłaby do zwiększenia ugięcia struktury i lokalnego uplastycznienia prętów oraz proces dyssypacji energii w uplastycznionym materiale jednoosiowo wytężonych elementów, a w konsekwencji spowodowałaby całkowitą degradację konstrukcji przekrycia, której skutkiem jest katastrofa budowlana.

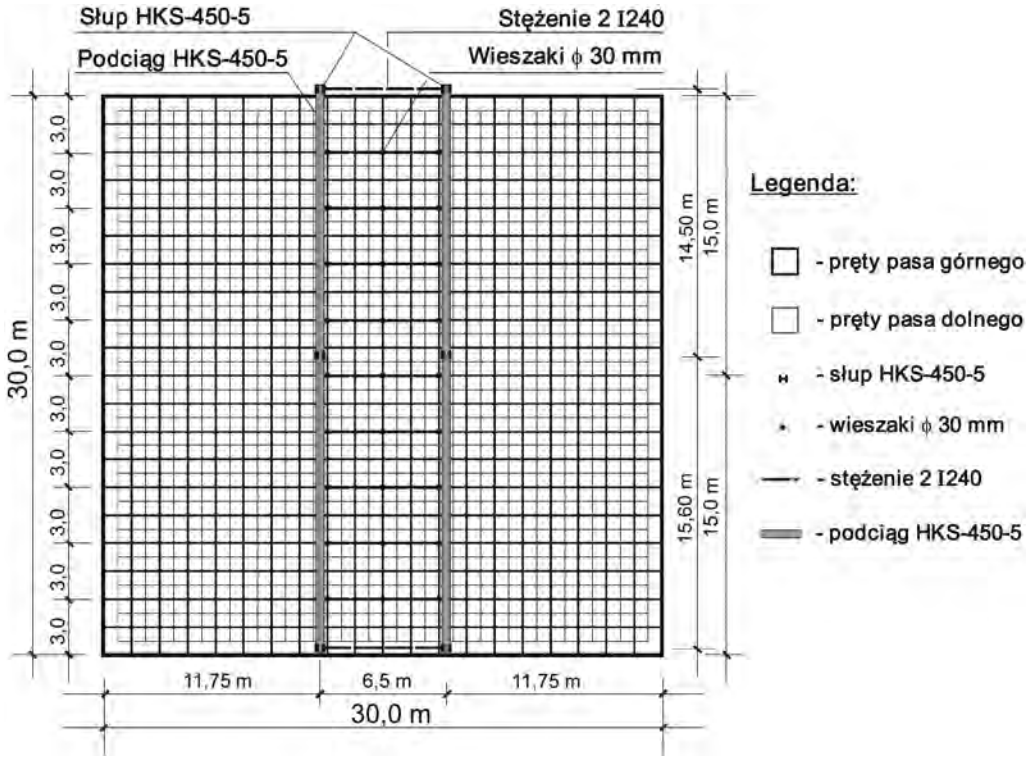


Rys. 5. Ugięcia stalowej struktury przestrzennej: a) schemat, b) przemieszczenia w kierunku osi x, c) przemieszczenia w kierunku osi z

5. TECHNOLOGIA WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI PRZEKRYCIA

W wyniku zrealizowanych obliczeń statycznych wykazano, że w środkowej strefie przekrycia nośność prętów pasa górnego i dolnego jest mniejsza od wymaganej przepisami normy [6]. Obliczone ugięcie konstrukcji, spowodowane działaniem obciążeń charakterystycznych, w środkowej partii struktury było większe od przemieszczeń granicznych określonych w normie. Wykazano, że rzeczywiste ugięcia są większe niż wartości obliczeniowe z uwagi na uplastycznienie przekrojów prętów struktury.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i analiz [7] ustalono, że wzmacnianie kilkuset prętów i węzłów struktury przestrzennej było ekonomicznie nieefektywne. Ustawienie podpór wewnątrz pomieszczenia kolidowało z koncepcją architektonicznej aranżacji obiektu.



Rys. 6. Rozmieszczenie elementów konstrukcji wzmacniającej

Wzmocnienie przestrzennej struktury zrealizowano więc poprzez podwieszenie struktury kratowej do zewnętrznej stalowej konstrukcji słupowo-ryglowej, umieszczonej nad dachem budynku (rys. 6). W efekcie podwieszenia elementów struktury do nowej konstrukcji stalowej, naprężenia w najbardziej wytężonych prętach płaszczyzny dolnej oraz w prętach płaszczyzny górnej struktury po wzmocnieniu osiągnęły wartości mniejsze od normowych wartości granicznych.

W wyniku podwieszenia węzłów zmniejszono wytężenie elementów struktury obserwując w niektórych prętach zmianę znaku sił wewnętrznych. Okazało się, iż fakt ten nie wpłynął na poważne zmiany konstrukcji i nie spowodował zmiany warunków stanu granicznego nośności. Efektem podparcia i wzmocnienia elementów struktury było również zmniejszenie wartości ugięć spowodowanych obciążeniami przekazywanymi na elementy przekrycia, w stosunku do stanu istniejącego (rys. 7).

Rys. 7. Ugięcia elementów konstrukcji po wzmocnieniu

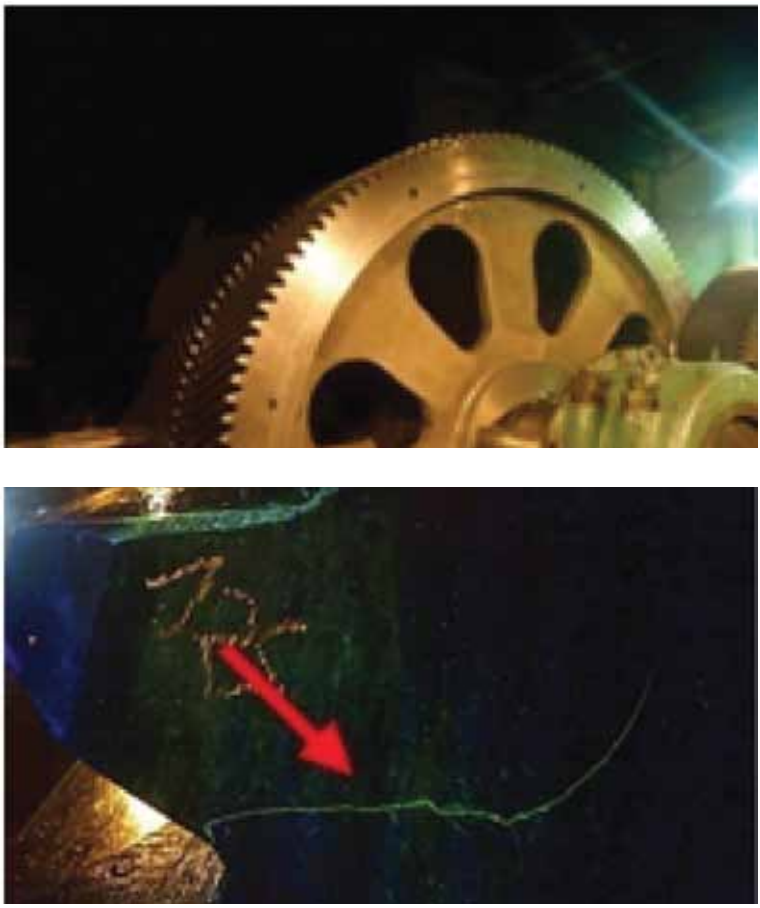
Dwuprzęsłowe podciągi wzmacniające wykonano ze stalowych profili spawanych typu HKS-450-5 i oparto na słupach konstruowanych z analogicznych elementów. Podciągi usytuowano w rozstawie osiowym 6,5 m. Szczegóły projektowanych i zrealizowanych elementów konstrukcji wzmacniającej przedstawiono na rysunkach 8-9.

Rys. 8. Fragment zrealizowanej konstrukcji wzmacniającej

Między dwoma podciągami, w rozstawach co 3,0m, umieszczono stężenia z dwóch dwuteowych profili walcowanych 240 mm. Do stężeń mocowano wieszaki z prętów o średnicy ∅30 mm. Podwieszenie istniejącego przekrycia zrealizowano w 27 górnych węzłach struktury przestrzennej. Ostateczne położenie elementów wzmacnianej konstrukcji ustalono w wyniku monitorowanej pomiarami niwelacyjnymi rektyfikacji długości wieszaków zakończonych gwintem metrycznym M30.

Podwieszenie fragmentu struktury przekrycia doprowadziło lokalnie do wystąpienia sił rozciągających w prętach pasa górnego i sił ściskających w prętach pasa dolnego. Niekorzystny wpływ rozciągania w pasie górnym wyeliminowano poprzez punktowe zespawanie elementów łączących się w węźle górnym. Miejscowo wzmocniono pręty pasa dolnego poprzez dospawanie do prętów o średnicy ∅32 mm odcinków profili walcowanych L 50×50×5 mm.

Projektowana konstrukcja wzmacniająca została usytuowana w środowisku o słabej agresywności korozyjnej. Szczególnie narażone na wpływ korozji były wieszaki i połączenia spawane. Z uwagi na niekorzystny wpływ procesów korozyjnych przekrój wieszaków stalowych obliczono wykorzystując doświadczenia i przepisy uwzględniające relacje między prędkością korozji, a klasą agresywności środowiska.



Rys. 9. Szczegół konstrukcji wieszaka o średnicy ∅30 mm

6. WERYFIKACJA STANU KONSTRUKCJI W STADIUM EKSPLOATACJI

Po wykonaniu konstrukcji wzmacniającej obiekt jest bezpiecznie eksploatowany przez okres dwudziestu lat.

Zgodnie z wymaganiami określonymi w ustawie Prawo budowlane [3], konstrukcja budynku, ze szczególnym uwzględnieniem stanu przekrycia, jest monitorowana w okresach pięcioletnich. Przeglądom oraz ocenie stanu technicznego podlegają wszystkie węzły stalowej konstrukcji przestrzennej, w zakresie połączeń śrubowych oraz spawanych. Lokalnie sprawdzana jest siła docisku nakrętek w węzłach skręcanych.

Na przestrzeni dwudziestu lat niezbędnym okazało się uszczelnianie pokrycia dachowego w strefach przejścia wieszaków konstrukcji wzmacniającej i lokalne uzupełnianie powłok antykorozyjnych wewnątrz obiektu, a także renowacja powłok stalowej konstrukcji zlokalizowanej ponad dachem.

Interesującym aspektem badań była kontrola stanu odkształceń struktury przekrycia. Po wykonaniu konstrukcji wzmacniającej i podwieszeniu elementów przekrycia, przeprowadzono szczegółową niwelację powierzchni struktury, określając położenie każdego z dolnych i górnych węzłów. Uzyskane wyniki stanowiły podstawę do monitowania stanu odkształceń w trakcie wieloletniej eksploatacji obiektu.

Badania realizowano w okresie zimowym i letnim, co sześć miesięcy, przez okres dwóch lat od przekazania wzmocnionej konstrukcji do użytkowania, a następnie po trzech i kolejno pięciu latach w stadium obciążenia konstrukcji warstwą pokrywy śniegu o grubości około 15-20cm.

W trakcie badań w okresach letnich, w stadium silnego nasłonecznienia, maksymalne różnice w stosunku do powierzchni wyjściowej, zmierzone w kilkudziesięciu punktach, nie przekraczały kilkunastu milimetrów. W okresach zimowych, maksymalne wartości przemieszczeń wahały się w granicach 40-75mm.

Aktualnie obiekt jest po raz kolejny modernizowany. Warstwy pokrycia zostały zdemontowane i będą zastąpione nowoprojektowanymi elementami. Stan odkształceń struktury przekrycia będzie przez autorów poddany dalszemu monitorowaniu.

7. PODSUMOWANIE

Istotnym aspektem pracy inżynierskiej jest ocena stanu eksploatowanych obiektów. Pięcioletni okres niezbędnej oceny stanu konstrukcji, wynikający z ustawy Prawo budowlane [3], w przypadku jeśli konstrukcja znajdowała się w stadium awaryjnym lub uległa katastrofie, należy bezwzględnie skrócić, a stosowne zalecenia dla użytkownika powinny być formułowane w ekspertyzach i dokumentacji projektowej elementów wzmacniających [por.8].

Podjęcie działań profilaktycznych pozwoli w przyszłości uniknąć znacznej liczby katastrof, których przykłady zilustrowano w publikacjach [9, 10].

Literatura

[1] Runkiewicz L. i in.: *Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie*. Wydawnictwo Informacji Zawodowej WEKA, Warszawa 2002

[2] Douglas, J., Ransom, B.: *Understanding Building Failures*, Taylor & Francis, fourth edition, 2007

[3] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 Prawo budowlane, z późniejszymi zmianami legislacyjnymi.

[4] Bródka J. i in.: *Przekrycia strukturalne*. Arkady, Warszawa 1985

[5] PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.

[6] PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków

[7] Tribiłło R., Krentowski J., Michalczuk P.: *Wzmocnienie stalowej konstrukcji przestrzennej przekrycia*. Inżynieria i Budownictwo, nr 8/2001

[8] Delatte Jr., N.J.: *Failure case studies and ethics in engineering mechanics courses*, Journal of Professional Issues in Engineering Education and Practice ASCE, vol. 123, 3, 1997, p.111-116

[9] Biegus, A., Rykaluk, K.: *Collapse of Katowice fair building, Engineering Failure Analysis*, vol. 16, 5, 2009, p.1643-1654

[10] Brencich, A.: *Collapse of an industrial steel shed: a case study for basic errors in computational structural engineering and control procedures*, Engineering Failure Analysis, vol. 17, 1, 2010, p.213-225

ANALYSIS OF THE REINFORCED STRUCTURE IN THE COURSE OF TWENTY YEARS OF EXPLOITATION

SESJA X

Marek LECHMAN[1]

EKSPERTYZA BUDOWLANA BUDYNKU MAGAZYNOWEGO MOCZNIKA

STRESZCZENIE

Przedmiotem ekspertyzy był budynek magazynowy mocznika luzem wraz z konstrukcją stalową przenośników taśmowych. Podstawowy ustrój nośny budynku stanowi powłoka żelbetowa, składająca się z 78 łukowych łupin fałdowych żelbetowych prefabrykowanych o stykach monolitycznych ze zbrojeniem spawanym. Współpracę pomiędzy poszczególnymi elementami łukowymi zapewniają dwie belki ciągłe z profilu stalowego na całej długości magazynu, przyspawane do łączników stalowych zakotwionych w łupinach. Celem ekspertyzy była ocena aktualnego stanu technicznego magazynu oraz określenie technologii jego napraw i zabezpieczeń antykorozyjnych. Zakres ekspertyzy obejmował badania stanu technicznego powłoki żelbetowej i konstrukcji stalowej podnośników taśmowych, analizę wpływu środowiska na materiały i elementy konstrukcji magazynu oraz obliczenia sprawdzające. Celem zapewnienia bezpieczeństwa użytkowania i trwałości obiektu opracowano technologię jego napraw i zabezpieczeń antykorozyjnych. Według podanych w ekspertyzie wytycznych wykonano remont budynku magazynu w 2013 r.

SŁOWA KLUCZOWE: ekspertyza, budynek magazynowy, łupina fałdowa, naprawy

1. WSTĘP

Przedmiot ekspertyzy stanowił budynek magazynowy mocznika luzem wraz z konstrukcją stalową przenośników taśmowych o wymiarach w planie 36,0 x 234,0 m. Celem ekspertyzy była ocena aktualnego stanu technicznego magazynu oraz określenie technologii napraw i zabezpieczeń antykorozyjnych w celu zapewnienia bezpieczeństwa jego dalszego użytkowania. Powłoka

[1] dr hab. inż. Marek Lechman, prof. nadzw., m.lechman@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

żelbetowa budynku została zaprojektowana jako łukowa, składająca się z 78 łukowych łupin fałdowych żelbetowych prefabrykowanych o stykach monolitycznych ze zbrojeniem spawanym. Pojedynczy element łukowy składa się z pięciu segmentów prefabrykowanych. Współpracę pomiędzy poszczególnymi elementami łukowymi zapewniają dwie belki ciągłe z profilu stalowego I 450 na całej długości magazynu, przyspawane do łączników stalowych zakotwionych w łupinach. Łupiny wykonano z betonu wodoszczelnego o wytrzymałości R_w = 200 (~ B17,5), zbrojonego prętami ze stali St0S, Q_r = 250 MPa i powierzchniowo siatką drucianą Rabitza. Ze względu na podatność łupin na odkształcenia termiczno-skurczowe, nie przewidziano dylatacji poprzecznych konstrukcji magazynu. Ściany szczytowe magazynu wykonano z cegły silikatowej na zaprawie cementowo-wapiennej. Część łupin przy ścianie szczytowej jest związana wieńcem podłużnym, którego zadaniem jest usztywnienie konstrukcji łupin w celu przekazania sił podłużnych ze ściany szczytowej. Oświetlenie magazynu zaprojektowano w ścianie szczytowej i w ścianie przylegającej do niego pakowni w postaci okien stalowych, nieotwieralnych. Doprowadzenie światła do wewnątrz magazynu uwzględniono ponadto przez umieszczenie w każdym elemencie łukowym o szerokości 3,0 m 40 sztuk luksferów o wymiarach 20 x 20 x 4,4 cm. Widok ogólny powłoki żelbetowej magazynu od strony zewnętrznej pokazano na rys. 1, a od strony wewnętrznej na rys. 2.

Konstrukcje wsporcze transporterów taśmowych i pomostów zaprojektowano z kształtowników stalowych ze stali St3S. Belki wspornikowe i połaciowe wykonano z dwuteowników I 180, zaś słupki z ceowników ⊏ 100, kątowników ⌞ 80 x 80 x 10 lub kształtowników ⊥ 90 x 90 x 6.

Budynek jest eksploatowany od ponad 40 lat.

Rys. 1. Widok ogólny powłoki żelbetowej magazynu od strony zewnętrznej

Rys. 2. Widok magazynu od strony wewnętrznej

2. BADANIA STANU TECHNICZNEGO

Wymagania i procedury oceny istniejących konstrukcji podano m. in. w projekcie normy ISO/CD 13822 [1]. W analizowanym przypadku zakres badań stanu technicznego magazynu obejmował:

- oględziny i badania wizualne wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni żelbetowej łupiny z poziomu terenu, pomostów usytuowanych wzdłuż transporterów taśmowych, z kosza podnośnika samochodowego oraz z drabiny umieszczonej na zewnątrz,
- rejestrację zasadniczych uszkodzeń wraz z ich opisem,
- wykonanie odkrywek zbrojenia łupin wraz z oceną jego stanu,
- określenie głębokości karbonatyzacji betonu,
- kontrolne pomiary sklerometryczne wytrzymałości betonu łupin,
- badania chemiczne pobranych próbek betonu,
- oględziny wraz z oceną stanu konstrukcji stalowych przenośników taśmowych.

2.1. Łupina żelbetowa

Podczas badań in situ zarejestrowano zasadnicze uszkodzenia i usterki wykonawcze łupin prefabrykowanych. Uszkodzenia występowały w postaci braków otuliny betonowej zbrojenia głównego i rozdzielczego, odsłoniętych prętów zbrojenia z widocznymi objawami korozji, poziomych i pionowych pęknięć w miejscach styków między łupinami (rys. 3). Zaobserwowano ponadto miejscowe wgniecenia łupin powstałe na skutek uderzeń pojazdów oraz ślady zawilgocenia. Skrajne łupiny „wydzieliły się" od ścian szczytowych, co manifestowało się charakterystycznymi pęknięciami przebiegającymi wzdłuż krawędzi łupiny.

Rys. 3. Uszkodzenia zlokalizowane w stykach segmentów łupin

Rys. 4. Fragment konstrukcji stalowej przenośników taśmowych

Stan powłok ochronnych łupin od strony wewnętrznej oceniono jako niedostateczny, ze względu na ich całkowite zużycie, czego oznakami były złuszczenia, zarysowania i ubytki warstwy sięgające do chronionego podłoża betonowego. Z ogólnej liczby 6240 sztuk luksferów wbudowanych w łupiny łukowe magazynu mocznika luzem prawie wszystkie wykazywały uszkodzenia w postaci pęknięć, spowodowane oddziaływaniami termicznymi i mechanicznymi. Uszkodzenia te mogły być też przyczyną lokalnego zawilgocenia łupin dachu magazynu.

2.2. Belki podłużne i konstrukcja stalowa przenośników taśmowych

Obie belki podłużne z profilu stalowego I 450 oraz łączniki stalowe zakotwione w miejscach styków łupiny środkowej z łupinami pośrednimi wykazywały objawy powierzchniowego skorodowania. Na podstawie przeprowadzonych oględzin stwierdzono całkowite zniszczenie powłok antykorozyjnych elementów stalowych taśmociągów, ale bez istotnych ubytków korozyjnych przekrojów, wygięć, skrzywień (rys. 4).

2.3. Badania fizykochemiczne betonu

Ocenę stanu zbrojenia łupin dokonano w miejscach odkrywek. Położenia prętów zbrojenia głównego określono z pomocą femetru. W odkrywkach zbrojenia wykonanych w dolnych segmentach łupin zidentyfikowano 9 prętów zbrojenia głównego ∅12 mm, rozmieszczonych w średnim rozstawie 12,5 cm, zbrojenie rozdzielcze ∅6 mm co 16 cm oraz siatkę Rabitza o oczkach 10 mm (zgodnie z projektem). Zbrojenie było pokryte niewielkim nalotem rdzy. Natryskiwanie roztworu fenoloftaleiny w alkoholu etylowym na świeży przełam betonu wykazało odczyn alkaliczny betonu łupin, w każdym szczegółowo badanym miejscu.

Metodą sklerometryczną, za pomocą młotka Schmidta typu N, oceniono wytrzymałość betonu łupin i betonu monolitycznego w stykach jako odpowiadającą założonej w projekcie (B17,5 według ówcześnie obowiązującej klasyfikacji).

Pobrane próbki betonu poddano ponadto analizie chemicznej, obejmującej oznaczenie pH wyciągów wodnych oraz określenie zawartości jonów siarczanowych i chlorkowych. Z badań tych wynikało, że beton łupiny miał odczyn alkaliczny (pH > 12,4), a jego skażenie agresywnymi jonami siarczanowymi i chlorkowymi było niewielkie.

3. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU MAGAZYNU

W trakcie przeszło 40 letniej eksploatacji łupina rozpatrywanego budynku magazynu mocznika luzem poddawana była działaniu różnego rodzaju czynników, mających wpływ na jej trwałość i użytkowanie. Do czynników tych należą:

- wpływy mechaniczne (obciążenia statyczne, dynamiczne),
- wpływy termiczne (różnica temperatur, nasłonecznienie itp.),
- wpływy chemiczne (agresywne oddziaływanie środowiska wewnątrz magazynu i atmosfery zewnętrznej zakładu,
- wpływy atmosferyczne,
- wpływy natury reologicznej.

Skutki działania tych wpływów ujawniają się szczególnie w przypadku usterek wykonawczych i błędów projektowych. Z przeprowadzonych badań stanu technicznego wynika, że łupina żel-

betowa magazynu mocznika luzem nie wykazywała istotnych uszkodzeń korozyjnych mających bezpośredni wpływ na bezpieczeństwo jej konstrukcji. Główne zagrożenie korozyjne dla łupiny stwarzały braki otulenia, względnie niedostateczne otulenie prętów zbrojenia prefabrykowanych segmentów łupiny i styków, a także ich lokalne zawilgocenie. Według PN-EN -1992-1-1 minimalna grubość otuliny zbrojenia, którą należy zapewnić dla tej klasy konstrukcji, wynosi 10 mm. Wynikła stąd potrzeba odtworzenia otuliny betonowej i wykonania odpowiednich zabezpieczeń przeciwwilgociowych dla zapewnienia właściwej ochrony antykorozyjnej zbrojenia. Wskutek nieszczelności niektórych styków między segmentami łupin prefabrykowanych oraz spękań luksferów dochodziło do miejscowego zawilgocenia łupiny. W miejscach tych należy liczyć się z możliwością rozwoju korozji zbrojenia. Przyczyną zawilgocenia segmentu łupiny przylegającego do sąsiedniego budynku był niewłaściwy sposób odprowadzania wód opadowych z połaci dachowej.

Z drugiej strony,uzyskane wyniki badań chemicznych wskazywały, iż oddziaływanie środowiska zewnętrznego i eksploatacyjnego w okresie przeszło 40 lat nie spowodowało destrukcji korozyjnej betonu łupiny żelbetowej budynku.

Kontrolne pomiary inwentaryzacyjne potwierdziły zgodność wykonania konstrukcji łupiny z projektem. W celu oceny bezpieczeństwa konstrukcji łupiny przeprowadzono sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe według aktualnych norm PN-EN [2–7]. W założeniach do obliczeń przyjęto dane geometryczne na podstawie dokumentacji technicznej i kontrolnych pomiarów inwentaryzacyjnych łupiny oraz uwzględniono wyniki badań zbrojenia i oceny wytrzymałości betonu za pomocą pomiarów sklerometrycznych. Dla potrzeb obliczeniowych stworzono płaski model MES pojedynczego dźwigara łukowego (Rys. 5). Obliczenia wykonano za pomocą programu Autodesk Robot Structural Professional 2010.

Na podstawie analizy uzyskanych wyników wyciągnięto następujące wnioski:

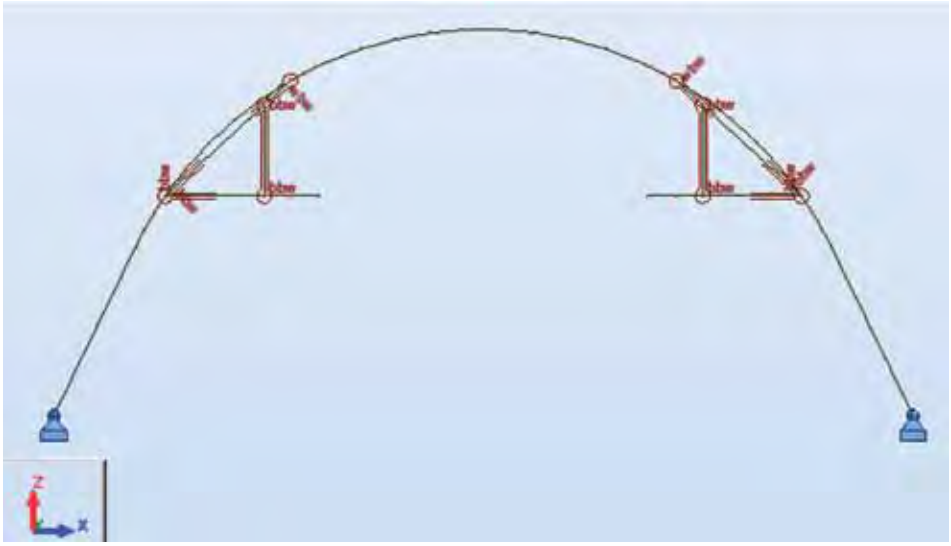
- konstrukcja łupiny spełnia warunki stanu granicznego nośności dla kombinacji obciążeń długotrwałych według PN-EN, wykazując przy tym znaczne rezerwy nośności,
- dla większości kombinacji obciążeń z udziałem obciążeń klimatycznych według PN-EN konstrukcja spełnia wymagania stanu granicznego nośności,
- dla kombinacji obciążeń z udziałem niesymetrycznego obciążenia śniegiem konstrukcja nie spełnia wymagań stanu granicznego nośności według PN-EN.

Nie spełnienie ostatniego warunku nie mogło stanowić podstawy do podjęcia decyzji o konieczności wzmocnienia konstrukcji łupiny, ze względu na:

- małe prawdopodobieństwo wystąpienia tej kombinacji obciążeń,
- zaprojektowanie konstrukcji według wymagań normowych obowiązujących w latach 60-tych ubiegłego wieku,
- zadawalający stan ogólny konstrukcji.

Podczas oględzin i badań nie zaobserwowano ubytków korozyjnych w postaci wżerów elementów konstrukcji stalowej pomostów komunikacyjnych i przenośników taśmowych. Pomimo całkowitego zniszczenia powłok antykorozyjnych elementy konstrukcji wykazywały tylko objawy korozji powierzchniowej, nie mające jednak wpływu na ogólną nośność konstrukcji. Obliczenia sprawdzające pokazały, iż główna stalowa konstrukcja nośna pomostu komunikacyjnego i taśmociągu spełniała wymagania stanu granicznego nośności i nie wymagała wzmocnienia. W stanie opisanym w ekspertyzie wszystkie elementy konstrukcji stalowej taśmociągów i pomostów kwalifikowały się do wypiaskowania i zabezpieczenia antykorozyjnego za pomocą zestawu powłok malarskich (za wyjątkiem tych, które zostały już zabezpieczone). W trakcie prac remontowych zalecono sprawdzenie jakości połączeń elementów stalowych, zwracając szcze-

gólną uwagę na spękania, ubytki spoin, ubytki korozyjne śrub oraz miejsca połączeń konstrukcji stalowej z łupiną żelbetową.



Rys. 5. Schemat statyczny pojedynczego dźwigara łukowego

4. PROGRAM UTRZYMANIA OBIEKTU Z UWZGLĘDNIENIEM TRWAŁOŚCI

Na podstawie otrzymanych wyników badań łupinę żelbetową budynku zakwalifikowano do remontu w następującym zakresie:

- naprawa ubytków, odtworzenie otuliny betonowej zbrojenia segmentów łupiny (min. 10 mm), z oczyszczeniem i zabezpieczeniem antykorozyjnym odsłoniętego zbrojenia, naprawa i uszczelnienie uszkodzonych styków między prefabrykatami,
- zabezpieczenie miejsc połączeń prefabrykatów oraz miejsc z występującymi rysami od 0,1 do 1,0 mm przy zastosowaniu mineralnej powłoki elastycznej,
- uszczelnienie spękanych luksferów oraz styków luksfer-beton za pomocą przezroczystej kompozycji z żywicy epoksydowej odpornej na promieniowanie UV,
- uszczelnienie styków łupina-ściana szczytowa oraz miejsc osadzenia wywietrzników poprzez wypełnienie polisulfidowym kitem dylatacyjnym, po uprzednim wyrównaniu i zagruntowaniu krawędzi,
- naprawa występujących w podłożu raków i nierówności przed wykonaniem powłoki ochronnej przez zastosowanie modyfikowanych szpachli mineralnych,
- zabezpieczenie powierzchni wewnętrznej i zewnętrznej łupiny powłokami ochronnymi,
- montaż dodatkowych rur spustowych od strony budynku pakowni.

W odniesieniu do konstrukcji stalowej przenośników taśmowych i pomostów oraz belek stalowych ciągłych z profilu I 450 wraz z elementami kotwiącymi zalecono:

- wypiaskowanie wszystkich elementów,

- sprawdzenie jakości połączeń elementów stalowych po oczyszczeniu (spękania, ubytki, braki ciągłości spoin, połączenia śrubowe),
- sprawdzenie zakotwienia elementów stalowych w miejscach połączenia z łupiną,
- wykonanie koniecznych napraw,
- zabezpieczenie antykorozyjne elementów konstrukcji stalowej (po oczyszczeniu, odtłuszczeniu i odpyleniu).

Zasady ochrony i naprawy konstrukcji betonowych zostały ujęte w przepisach normy PN-EN 1504 [8]. Problematyka ta była również przedmiotem prac wielu autorów, np. [9, 10].

Biorąc pod uwagę potrzebę zapewnienia bezpiecznej eksploatacji obiektu w okresie co najmniej 10 lat założono, że rozwiązanie materiałowo technologiczne zastosowane do napraw i ochrony powinno cechować się trwałością i niezawodnością ze względu na oddziaływania środowiskowe i użytkowe, jakim poddany jest rozpatrywany budynek. Spełnienie tych wymagań zależy przede wszystkim od odpowiednio dobranych materiałów jako prawidłowo funkcjonujących elementów układu, który powstaje w wyniku przeprowadzenia naprawy i ochrony. Pierwszym etapem naprawy jest przygotowanie podłoża, obejmujące takie rutynowe czynności, jak usunięcie niezwiązanych, słabo związanych i skorodowanych części betonu, zanieczyszczeń, zużytych lub odspojonych starych materiałów naprawczych oraz oczyszczenie betonu i zbrojenia metodą hydrodynamiczną, strumieniowo-ścierną lub przez piaskowanie itp. Do naprawy ubytków zalecono zastosowanie systemu naprawczego składającego się z zestawu zapraw i preparatów do antykorozyjnego zabezpieczeniu odkrytego zbrojenia, naniesienia warstwy szczepnej, wypełnienia (reprofilacja) ubytków oraz wyrównania powierzchni. Do uszczelnienia styków między segmentami łupiny zaproponowano specjalne taśmy elastyczne.

Z uwagi na kontakt z mocznikiem i łatwość utrzymania w czystości zaproponowano wykonanie powłoki ochronnej łupiny do wysokości +3,5 m od strony wewnętrznej, w technologii wyprawy epoksydowej żywicznej o podwyższonej odporności chemicznej i mechanicznej. W części powyżej poz. +3,5 m przewidziano zabezpieczenie powłoką akrylową. Ze względu na oddziaływanie atmosfery przemysłowej zakładu zalecono zabezpieczenie powierzchni zewnętrznej łupiny żelbetowej za pomocą zestawu elastycznych powłok malarskich. Według przedstawionego wyżej technologii wykonano remont magazynu w 2013 r.

Oprócz konieczności przeprowadzenia wymaganych prac remontowych, utrzymanie budynku w zadawalającym stanie technicznym wymaga przeprowadzania przeglądów technicznych nie rzadziej niż co 5 lat, z uwzględnieniem oceny stanu powłok ochronnych zabezpieczających wewnętrzną i zewnętrzna powierzchnię łupiny, a także wykonywania bieżących napraw i konserwacji elementów budynku.

Na bezpieczeństwo użytkowania magazynu istotny wpływ ma sposób składowania mocznika luzem. Według przekazanych użytkownikowi wytycznych eksploatacyjnych składowany materiał nie powinien powodować nadmiernego parcia materiału na ścianę łupiny. Ma temu służyć ograniczenie wysokości styku składowanego materiału ze ścianą łupiny do 2,5 m oraz wykorzystywanie wszystkich punktów zsypowych mocznika w sposób równomierny.

5. PODSUMOWANIE

Służący do składowania mocznika luzem budynek magazynowy spełnia ważną funkcję w zakładzie chemicznym, w którym jest zlokalizowany, dlatego też jego właściwe utrzymanie jest sprawą o zasadniczym znaczeniu dla funkcjonowania zakładu. Miał temu także służyć przedstawiony program utrzymania budynku magazynowego z uwzględnieniem wymagań w zakre-

sie trwałości. Remont tego rodzaju obiektu jest zadaniem trudnym, kosztownym i technicznie odpowiedzialnym, w związku z czym powinien być powierzany wykonawcy wyspecjalizowanemu w tego rodzaju pracach i gwarantującemu wysoką jakość wykonawstwa. Spełnienie tych wymagań zależy w dużej mierze od ścisłej współpracy z dostawcą materiałów i technologii, a także od stałego nadzoru technicznego nad remontem. Z drugiej strony, zaniechania związane z odwlekaniem koniecznych remontów w tym zakresie mogą prowadzić do obniżenia poziomu bezpieczeństwa konstrukcji budynku.

Istotnym czynnikiem mającym wpływ na trwałość i bezpieczeństwo użytkowania magazynu ma składowanie mocznika luzem w sposób nie wywołujący nadmiernego parcia materiału na ścianę łupiny.

Literatura

[1] Brunarski L., Pawlikowski J.: *Ocena bezpieczeństwa istniejących konstrukcji*. Prace Instytutu Techniki Budowlanej – Kwartalnik nr 4 (116) 2000.

[2] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[3] PN-B-03264:2002, Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[4] PN-EN 1991-1-4: 2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.

[5] PN-EN 1991-1-5 Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-5: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania termiczne.

[6] PN-EN 1991-1-3: 2005/AC:2009 Eurokod 1- Oddziaływania na konstrukcje Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.

[7] PN-EN 1993-1-3: 2008/AC:2009 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-3: Reguły ogólne – Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.

[8] PN-EN 1504 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności: Część 2: Systemy ochrony powierzchniowej betonu, Część 3: Naprawy konstrukcyjne i niekonstrukcyjne, Część 7: Ochrona zbrojenia przed korozją.

[9] Czarnecki L., Emmons P.H.: *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*. Polski Cement Sp. z o.o. Kraków 2002 (wyd. 1).

[10] Runkiewicz L.: *Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych*. Poradnik. (Instrukcje, Wytyczne, Poradniki nr 468/2011).ITB, Warszawa 2011.

EXPERT OPINION ON BUILDING FOR STORAGE OF CARBAMIDE

Zdzisława OWSIAK[1]
Mirosław BISKUP[2]
Anna SOŁTYS[3]

OCENA STANU TECHNICZNEGO SCHODÓW Z UWZGLĘDNIENIEM ODDZIAŁYWANIA ŚRODOWISKA ZEWNĘTRZNEGO

STRESZCZENIE

W ocenie stanu technicznego elementów konstrukcji żelbetowej bardzo istotna jest ocena materiału, z którego zbudowany jest badany obiekt. Schody zewnętrzne, prowadzące do obiektów użyteczności publicznej są narażone na oddziaływanie dwutlenku węgla z powietrza, zmiennych warunków cieplnych związanych z procesem zamrażania i odmrażania oraz oddziaływanie chlorkowych soli odladzających. W wyniku oddziaływania tych czynników następuje zobojętnienie betonu, destrukcja w wyniku procesu zamrażania i odmarzania wody oraz skażenie agresywnymi substancjami. Celem pracy jest ocena stanu technicznego schodów w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych. Badaniami objęto rdzenie betonowe pobrane z badanych schodów oraz wykonano badania nieniszczące metodą sklerometryczną. Wykonano badania wytrzymałości i gęstości objętościowej betonu oraz oznaczono stopień karbonatyzacji i zawartość chlorków. Wyniki badań wykazały, że beton zastosowany do wykonania schodów nie spełnia wymagań ze względu na wytrzymałość gwarantowaną, a niektóre elementy schodów wykazują znaczną degradację.

SŁOWA KLUCZOWE: schody, rdzenie betonowe, wytrzymałość, degradacja

[1] dr hab. inż. Zdzisława Owsiak, Politechnika Świętokrzyska
[2] mgr inż. Mirosław Biskup, IBDiM filia w Kielcach
[3] mgr inż. Anna Sołtys, doktorant Politechnika Świętokrzyska

1. WPROWADZENIE

W ocenie stanu technicznego elementów konstrukcji żelbetowej bardzo istotna jest ocena materiału, z którego zbudowany jest badany obiekt. Schody zewnętrzne prowadzące do obiektów użyteczności publicznej są narażone na oddziaływanie dwutlenku węgla z powietrza, zmiennych warunków cieplnych związanych z procesem zamrażania i odmrażania oraz wpływ chlorkowych soli odladzających.

W wyniku oddziaływania tych czynników następuje zobojętnienie betonu, destrukcja materiału w wyniku procesu zamrażania i odmarzania wody oraz korozja stali zbrojeniowej wzmagana obecnością jonów chlorkowych [1,2].

Celem pracy jest ocena stanu technicznego schodów w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych i badań in situ.

Przedmiotem badań był beton ze schodów zewnętrznych prowadzących do obiektu użyteczności publicznej, oznaczonych jako schody środkowe (rys.1a), tylne (rys.1b) i frontowe (rys.1c).

a)

b)

c)

Rys. 1. Widok schodów a). środkowych, b). tylnych, c). frontowych.

Zakres badań obejmował określenie wytrzymałość betonu nieniszczącą metodą sklerometryczną oraz badania laboratoryjne rdzeni betonowych pobranych ze schodów. W laboratorium oznaczono wytrzymałość betonu na ściskanie, gęstość objętościową, skład betonu, zawartości chlorków i stopień karbonatyzacji. Przeprowadzono również badania składu fazowego betonu metodą analizy rentgenostrukturalnej.

2. MATERIAŁY I METODY BADAŃ

2.1. Próbki do badań

Pobrano po dwa odwierty o Ø 100 mm z bocznych powierzchni stopni z każdych schodów, używając wiertnicy HILTI DCM 1.5. Z każdego odwiertu przygotowano 2 próbki długości 100 mm.

Pobrane próbki oznaczono następująco:

- schody środkowe: 1, 1/1, 2/2,
- schody tylne: 3, 3/1, 4/1,
- schody frontowe: 5, 5/1, 6/1.

2.2. Badania wytrzymałości betonu

Po trzy próbki Ø =100mm, h = 100 mm z każdych schodów zostały zbadane na ściskanie w maszynie hydraulicznej ZD-40 (zakres 0–400 kN) i ZD-100 (zakres 0–1000 kN). Wyniki badania próbek zostały sprowadzone do próbki sześciennej 150x150x150 mm (#150) przez zastosowanie współczynnika 1,008. Współczynnik przyjęto na podstawie badań własnych. Wytrzymałość gwarantowana została obliczona dwiema metodami: metodą statystyczną, przy założeniu dopuszczalnej wadliwości w = 5 % i poziomu ufności = 0,5, według wzoru: $R_{Gb} = R_{bc}śr - t_{min} \cdot S_R$ przy przyjęciu współczynnika t_{min} wg [3], oraz metodą zawartą w normie PN-S-10040:1999 [4]. Przy ustalaniu klasy betonu uznano za bardziej miarodajne wyniki otrzymane przy zastosowaniu metody według normy [4].

Badania sklerometryczne betonu schodów wykonano przy użyciu młotka Schmidta typu NR 10 z urządzeniem rejestrującym liczby odbicia na taśmie. Badania wykonano zgodnie z Instrukcją ITB nr 210 [5], wykonując co najmniej po 10 odbić w 10 miejscach na każdym rodzaju schodów. Liczby odbicia trzpienia sklerometru w sąsiedztwie pobranych próbek posłużyły do określenia krzywej zależności wytrzymałości betonu na ściskanie, od liczby odbicia młotka Schmidta (R-L). Skalowanie zostało wykonane na arkuszu SKALA w programie EXCEL przy przyjęciu hipotetycznej krzywej skalowania dla betonu z kruszywem żwirowym wg Instrukcji ITB [5]. Na podstawie tych badań wyznaczono następującą krzywą zależności R-L:

$$R = 0{,}0322\ L2 - 0{,}7198\ L + 5{,}7942 \qquad (1)$$

oznaczenia we wzorze:
R -wytrzymałość betonu na ściskanie (MPa),
L -liczba odbicia młotka Schmidta.

Dla tak dobranej krzywej, średnie kwadratowe odchylenie względne jest równe 12 %, i krzywa ta może być stosowana do oceny wytrzymałości betonu.

2.3. Oznaczenie gęstości objętościowej

Gęstość objętościową betonu oznaczono na próbkach walcowych o średnicy i wysokości 100 mm.

2.4. Oznaczenie głębokości karbonatyzacji betonu

Badania wykonano określając zasięg karbonatyzacji za pomocą „Rainbow-Test" (Test Tęczowy). Metoda ta, opracowana przez duńską firmę Germann Instruments, polega na określeniu przebiegu zmian wartości pH w przekroju badanego elementu na podstawie oceny rozkładu barw. Odczyn pH równy 11 (zabarwienie betonu na fioletowo), uznawany jest za wartość graniczną, poniżej której obniża się naturalna zdolność betonu do pasywacji zbrojenia. Przejście barwy z koloru fioletowego na zielony (pH 9) sygnalizuje spadek pH poniżej wartości uznawanej za graniczną i wskazuje na potencjalne zagrożenie korozyjne zbrojenia. Metoda została opisana w zaleceniach [6]. Badania przeprowadzono na pobranych odwiertach Ø100 mm oraz w otworach Ø100 mm, z których pobierano odwierty. Badania wykonywano na obiekcie budowlanym niezwłocznie po wykonaniu odwiertów.

2.5. Badania składu betonu oraz zawartości chlorków

Dla próbek betonu oznaczono jego skład oraz zawartość chlorków. Zawartość jonów chlorkowych oznaczono metodą miareczkową. Metodą dyfrakcji rentgenowskiej oznaczono skład fazowy betonu pobranego z poszczególnych schodów oraz skład fazowy białych, miękkich ziaren kruszywa. Badania wykonano w oparciu o normę BS 1881 Part 124 [7].

3. WYNIKI BADAŃ

3.1 Wytrzymałość betonu na ściskanie oznaczona na próbkach

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek betonowych wyciętych z elementów schodów zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek betonowych

Oznaczenie próbki	Element konstrukcji	Wytrzymałość		Odchylenie standard. S_R [MPa]	Współczynnik zmienności v_R [%]	Wytrzymałość gwarantowana	
		próbki R_{bc} [MPa]	średnia R_{bc} śr [MPa]			Metoda statystyczna R^o_bs [MPa]	Wg normy R^o_bn [MPa]
1	Schody środkowe	42,01	39,4	4,10	10,42	31,4	32,8
1/1		41,47					
2/1		34,65					
3/1	Schody tylne	31,37	33,3	2,42	7,29	28,6	27,7
4		32,46					
4/1		36,01					
5	Schody frontowe	58,65	59,6	1,04	1,75	57,5	51,0
6		60,70					
6/1		59,34					

Uwaga: wytrzymałość sprowadzono do próbek sześciennych 150 x 150 x 150 mm,
$R^G_bs = R_{bc}śr - t_{min} \cdot S_R$, dla 3 próbek $t_{min} = 1,94$,
R^G_bn według normy PN-S- 10040:1999

Gwarantowana wytrzymałość betonu obliczona metodą statystyczną i wg normy [4] wynosi odpowiednio:

- w schodach środkowych: 31,4 i 32,8 MPa,
- w schodach tylnych: 28,6 i 27,7 MPa,
- w schodach frontowych: 57,5 i 51,0 MPa.

Odpowiada to betonowi następującej klasy:

- w schodach środkowych: C25/30,
- w schodach tylnych: C20/25,
- w schodach frontowych: C40/50.

3.2. Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną

Wytrzymałość betonu oceniono na podstawie wzoru (1). Przy opracowaniu wyników, przyjęto współczynnik poprawkowy ze względu na wiek betonu 1,00, ponieważ krzywą skalowania opracowano na podstawie rzeczywistych (w chwili badania) wytrzymałości betonu. Zestawienie wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie podano w tabeli 2.

Na podstawie analizy wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie można przyjąć, że w konstrukcji schodów zewnętrznych, w obiekcie użyteczności publicznej, występuje beton klasy C25/30 w schodach środkowych, C 20/25 w tylnych, a w schodach frontowych C40/50.

Tabela 2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie betonu oznaczone metodą sklerometryczną

Lp.	Element konstrukcji	Wytrzymałość średnia $R_{śr}(L)$ [MPa]	Odchylenie Standardowe $S_R(L)$ [%]	Współczynnik Zmienności $N_R(L)$ [%]	Wytrzymałość Gwarantowana $R^G{}_b(L)$ [MPa]	Ocena betonu pod względem jednorodności
1	Schody środkowe	35,9	6,17	17,2	25,8	niedostateczna
2	Schody tylne	38,7	5,31	13,7	30,0	dostateczna
3	Schody frontowe	58,9	2,10	3,6	55,5	bardzo dobra

3.3. Wyniki badań gęstości objętościowej betonu

Wyniki badań gęstości objętościowej betonu zamieszczono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki badań gęstości objętościowej betonu

Lp.	Element konstrukcji	Oznaczenie próbki	Wymiary		Gęstość objętościowa	
			Średnica Ø [mm]	Wysokość h [mm]	próbki γ_o [kg/dm^3]	średnia γ_ośr [kg/dm^3]
1	Schody środkowe	1	97,0	100,0	2,36	2,33
2		1/1	97,0	99,0	2,32	
3		2/1	97,0	100,0	2,31	

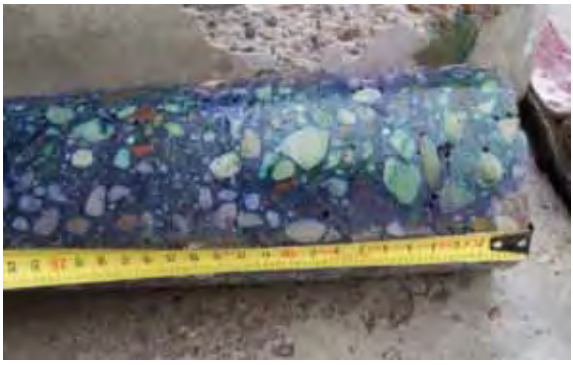
Lp.	Element konstrukcji	Oznaczenie próbki	Wymiary		Gęstość objętościowa	
			Średnica θ [mm]	Wysokość h [mm]	próbki γ_o [kg/dm^3]	średnia γ_ośr [kg/dm^3]
4	Schody tylne	3/1	97,0	100,0	2,27	2,26
5		4	97,0	99,0	2,26	
6		4/1	97,0	101,0	2,26	
7	Schody frontowe	5	97,0	99,0	2,37	2,35
8		6	97,0	99,0	2,33	
9		6/1	97,0	99,0	2,35	

Gęstość objętościowa betonu w próbkach pobranych ze schodów wyniosła od 2,26 do 2,35 kg/dm^3.

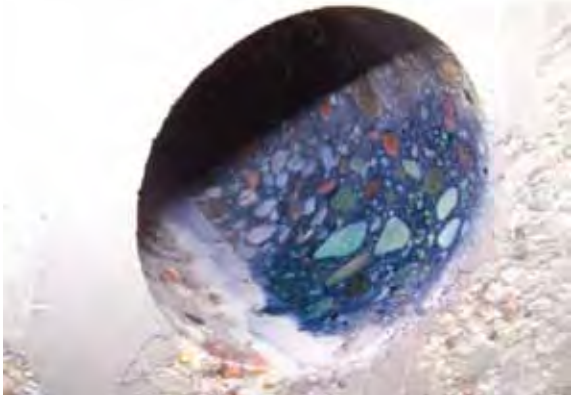
3.3. Głębokość karbonatyzacji betonu

Wyniki badania głębokości karbonatyzacji wykazały, że praktycznie od samej powierzchni betonu występuje pH > 11 (rys. 2a i 2b). Beton stanowi dostateczne zabezpieczenie dla zbrojenia konstrukcji.

a)



b)



Rys. 2. Badanie karbonatyzacji, a) na próbce, b) w otworze

3.4 Badania składu stwardniałego betonu

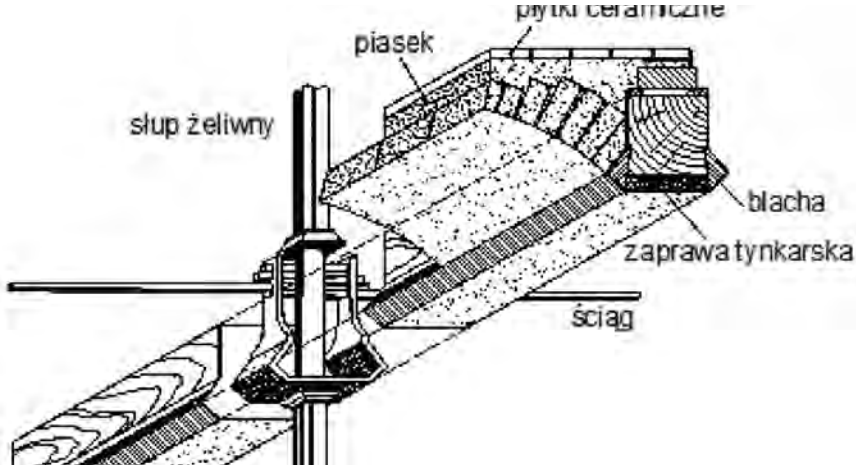
Wyniki badań składu stwardniałego betonu zamieszczono w tabeli 4, a zawartości chlorków podano w tabeli 5. Na rysunku 3 przedstawiono rentgenogramy próbki betonu.

Tabela 4. Zawartość składników w stwardniałym betonie

Lp.	Element konstrukcji	Zawartość kruszywa, [kg/m^3]		Zawartość cementu [kg/m^3]	Zawartość części przyłączonych w hydratacji i karbonatyzacji [kg/m^3]
		węglanowego	krzemionkowego (żwir, piasek)		
1	Schody środkowe	467	1409	326	118
2	Schody tylne	388	1385	343	154
3	Schody frontowe	388	1419	421	122

Tabela 5. Zawartość chlorków w betonie pobranym z konstrukcji schodów

Lp.	Element konstrukcji	Zawartość chlorków, [%] masy cementu
1	Schody środkowe	0,22
2	Schody tylne	0,10
3	Schody frontowe	0,08



Rys. 3. Rentgenogram betonu ze schodów frontowych

Badania składu mineralnego metodą analizy rentgenostrukturalnej betonów wykazały obecność kwarcu, skaleni, węglanów, minerałów klinkieru cementowego oraz produktów hydratacji cementu.

4. OMÓWIENIE WYNIKÓW BADAŃ I PODSUMOWANIE

Beton pobrany ze schodów jest wykonany ze spoiwa cementowego i naturalnego kruszywa żwirowego o uziarnieniu kruszywa do 16 mm. W ocenie makroskopowej widać wyraźne jego zróżnicowanie oraz szereg miejsc, gdzie występują miękkie słabe ziarna o jasnej barwie. Zawartość ziaren słabych w kruszywie oceniono na ponad 6%. Skład betonu w badanych schodach jest zbliżony, beton ze schodów frontowych zawiera więcej cementu w porównaniu do betonu ze schodów tylnych i środkowych.

Badania składu mineralnego metodą analizy rentgenostrukturalnej betonów wykazały obecność kwarcu, skaleni, węglanów, minerałów klinkieru cementowego oraz produktów hydratacji cementu. Skład mineralny prób betonów pobranych z poszczególnych schodów jest zbliżony.

Zawartość chlorków w betonie wynosi 0,08 % (schody frontowe), 0,10 % (schody tylne) oraz 0,22 % (schody środkowe). W badanych próbach betonu zawartość chlorków nie przekracza wartości 0,4%, granicznej dla betonu nieskarbonatyzowanego.

Na podstawie analizy wykonanych badań można stwierdzić, że beton użyty do konstrukcji schodów, do budynku użyteczności publicznej, nie spełnia wymagań w zakresie wytrzymałości gwarantowanej na ściskanie. Pozytywny wynik uzyskano jedynie dla schodów frontowych, co znajduje również potwierdzenie w oszacowanej zawartości cementu.

Badania składu mineralnego betonu wykazały, że w jego skład wchodzi mieszanka kruszyw naturalnych, która nie wyróżnia się niczym szczególnym, poza faktem występowania licznych ziaren miękkich, zawierających węglany wapnia, kwarc, minerały ilaste oraz opal. Ziarna te niewątpliwie stanowią ryzyko wystąpienia niepożądanych reakcji z alkaliami zawartymi w spoiwie.

Beton w konstrukcji schodów zewnętrznych, ze względu na obniżoną wytrzymałość oraz uszkodzenia wywołane korozją wewnętrzną ziaren kruszywa oraz jednocześnie narażony na działanie czynników atmosferycznych, będzie podlegał dalszej degradacji.

Literatura

[1] Kossakowski P.: *Przewidywanie zniszczenia uszkodzonych elementów konstrukcyjnych w oparciu o kryterium mikrostrukturalne*, Systems. Journal of Transdisciplinary Systems Science, 16, 2, 197-208, 2012.

[2] Masłowski K., Bijak I., Raczkiewicz W.: *Przedsięwzięcie budowlane w początkach XXI wieku*, V Ogólnopolskie Seminarium Naukowe, Zarządzanie Procesem Inwestycyjnym w Budownictwie „BUDIN 2003", Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Raport serii SPR nr 34/2003

[3] Brukarski L.: *O normowych wymaganiach dotyczących wytrzymałości betonu na ściskanie*, Prace ITB nr 1, 1987.

[4] PN-S-10040:1999. Obiekty mostowe - konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - wymagania i badania.

[5] Instrukcja nr 210. Instrukcja stosowania młotka Schmidta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji. ITB –Warszawa, 1977.

[6] Zalecenia dotyczące oceny jakości betonu „in situ" w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych IBDiM – Wrocław – Żmigród, 1998.

[7] BS 1881-124:1988 Testing concrete – Methods for analysis of hardened concrete.

EVALUATION OF THE STAIRS CONDITION, TAKING INTO ACCOUNT THE INFLUENCE OF THE EXTERNAL ENVIRONMENT

Bogdan WRÓBLEWSKI[1]

UŻYTKOWANIE OBIEKTÓW BUDOWLANYCH A ZACHOWANIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ ELEMENTÓW BUDYNKU

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono wybrane zagadnienia związane z oceną techniczną takich elementów budowlanych jak ściany i dachy z płyt warstwowych, elementy przeszklone, elementy suchej zabudowy o określonej odporności ogniowej z uwagi na warunki użytkowania.

SŁOWA KLUCZOWE: odporność ogniowa, bezpieczeństwo pożarowe, elementy budowlane, ściany, dachy, elementy przeszklone, sucha zabudowa

1. WPROWADZENIE

Wśród wymagań podstawowych dla obiektów budowlanych na drugim miejscu wymieniane jest bezpieczeństwo pożarowe (wcześniej Dyrektywa Rady UE [1] obecnie Rozporządzenie nr 305/2011 [2]). Tam, gdzie wymagają tego przepisy techniczno-budowlane, wyroby budowlane i elementy budynku muszą spełniać określone wymagania w zakresie reakcji na ogień – zgodnie z normą klasyfikacyjną PN-EN 13501-1 [3] oraz w zakresie odporności ogniowej – zgodnie z normą klasyfikacyjną PN-EN 13501-2 [4]. W praktyce zdarza się, że elementy budowlane o określonej np. odporności ogniowej poddawane oddziaływaniom czynników zewnętrznych – atmosferycznych, agresywnego środowiska, różnego rodzaju wstrząsów – mogą utracić pierwotne cechy i mogą wykazywać niższe, niż pierwotnie parametry techniczne.

[1] mgr inż. Bogdan Wróblewski, b.wroblewski@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniowych

2. BADANIA ODPORNOŚCI OGNIOWEJ ŚCIAN I DACHÓW

W polskich przepisach techniczno-budowlanych wymaga się, aby, w przypadku pożaru, ściany nienośne spełniały funkcję oddzielającą, a dach spełniał funkcję nośną i funkcję oddzielającą w budynku przez określony czas. W związku z tym ściany są klasyfikowane z uwagi na kryterium szczelności ogniowej i izolacyjności ogniowej (EI), natomiast dachy są klasyfikowane z uwagi na kryteria nośności ogniowej i szczelności ogniowej (RE) lub nośności ogniowej, szczelności ogniowej i izolacyjności ogniowej (REI).

Odporność ogniowa jest to zdolność elementu budynku do spełniania określonych wymagań w znormalizowanych warunkach fizycznych, odwzorowujących porównawczy przebieg pożaru; miarą odporności ogniowej jest, wyrażony w minutach, czas od początku badania do chwili osiągnięcia przez element próbny jednego z trzech stanów granicznych:

- nośności ogniowej – R,
- izolacyjności ogniowej – I,
- szczelności ogniowej – E.

Stan graniczny nośności ogniowej jest to taki stan, w którym element próbny przestaje spełniać swoją funkcję nośną.

Stan graniczny izolacyjności ogniowej to taki stan, w którym element próbny przestaje spełniać funkcję oddzielającą na skutek przekroczenia granicznej wartości temperatury powierzchni nienagrzewanej w pojedynczym punkcie i/lub średniej z wartości zarejestrowanych w określonych punktach.

Stan graniczny szczelności ogniowej to taki stan, w którym element próbny przestaje spełniać funkcję oddzielającą na skutek pojawienia się na powierzchni nienagrzewanej płomieni lub wystąpienia w elemencie próbnym szczelin o rozwartości lub długości przekraczającej wielkości graniczne lub zapalenia się normowego próbnika z waty bawełnianej przyłożonego do powierzchni nienagrzewanej.

Znormalizowane warunki badań odporności ogniowej dla elementów budowlanych, dotyczące temperatury w piecu, warunków ciśnienia, obciążenia elementów, warunków zamocowania oraz sposobu wykonywania wymaganych pomiarów zdefiniowano w normie podającej ogólne wymagania dotyczące badań odporności ogniowej PN-EN 1363-1:2012 [5], w normie określającej procedury alternatywne i dodatkowe PN-EN 1363-2:2001 [6] oraz w normach szczegółowych określających warunki badań odporności ogniowej poszczególnych rodzajów elementów budynku.

Badania odporności ogniowej elementów budynku przeprowadza się przy nagrzewaniu zgodnie z krzywą standardową temperatura – czas według wzoru (1), przy działaniu ognia od strony pomieszczenia.

$$T = 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) + 20 \tag{1}$$

gdzie: T – temperatura [ºC], t – czas [min]

Badania odporności ogniowej ścian nienośnych przeprowadzane są według normy PN-EN 1364-1:2001 [7] i PN-EN 1363-1:2012 [5]. Nagrzewanie odbywa się zgodnie z krzywą temperatura – czas według wzoru (1) przy działaniu ognia od strony pomieszczenia. Przy działaniu ognia od strony zewnętrznej budynku nagrzewanie odbywa się wg tzw. „krzywej zewnętrznej" zgodnie z wzorem:

$$T = 660 \cdot [1 - 0{,}687 \cdot \exp(-0{,}32 \cdot t) - 0{,}313 \cdot \exp(-3{,}8 \cdot t)] + 20 \quad (2)$$

Kryterium skuteczności działania określającym izolacyjność ogniową jest przyrost średniej temperatury na powierzchni nienagrzewanej o 140ºC powyżej początkowej średniej temperatury lub przyrost temperatury maksymalnej w dowolnym punkcie o 180ºC powyżej początkowej średniej temperatury.

W przypadku dachów z płyt warstwowych, w celu określenia ich odporności ogniowej stosuje się nagrzewanie od spodu dachu zgodnie z krzywą standardową. Badania odporności ogniowej dachów przeprowadzane są zgodnie z normą PN-EN 1365-2:2002 [8]. Element próbny poddawany jest obciążeniom wyznaczonym zgodnie z PN-EN 1363-1:2012 [5]. Wartości i rozkład obciążenia powinny być takie, aby siły wewnętrzne powstające w elemencie próbnym były reprezentatywne dla sytuacji rzeczywistej.

W Polsce badania odporności ogniowej dachów z płyt warstwowych wykonuje się z uwzględnieniem co najmniej obciążenia śniegiem wyznaczonego zgodnie z normą PN-EN 1991-1-3:2005 [9]. Poza tym uwzględnia się charakterystyczne wartości obciążeń od ciężaru własnego dachu oraz elementów podwieszonych takich jak sufity, przewody wentylacyjne, instalacje elektryczne, tryskacze itp.

Kryteriami oceny nośności ogniowej dachów jest prędkość deformacji (prędkość ugięcia) i stan graniczny rzeczywistej deformacji (ugięcia). Uznaje się, że nastąpiła utrata nośności ogniowej, gdy jedno z tych kryteriów zostało przekroczone (do 2012 roku wg starej normy z 2001 r. uznawano, że oba następujące kryteria zostały przekroczone):

a) ugięcie $D = L^2/400 \cdot d$ (3)

b) szybkość narastania ugięcia $dD/dt = L^2/9\,000 \cdot d$ (4)

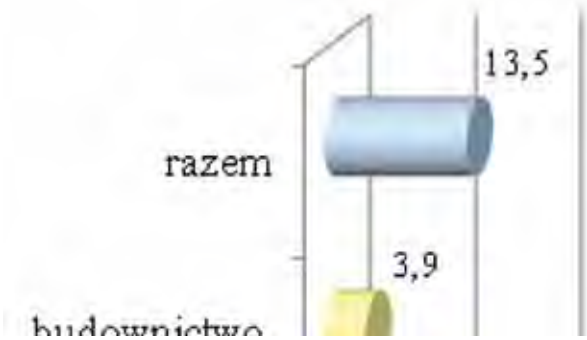
gdzie: L – rozpiętość w osiach podpór [mm], d – odległość od skrajnego włókna zimnej projektowej strefy ściskanej do skrajnego włókna zimnej projektowej strefy rozciąganej przekroju konstrukcyjnego [mm]

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań odporności ogniowej opracowywana jest klasyfikacja w zakresie odporności ogniowej elementu w odniesieniu do kryteriów normy klasyfikacyjnej PN-EN 13501-2+A1:2010 [4].

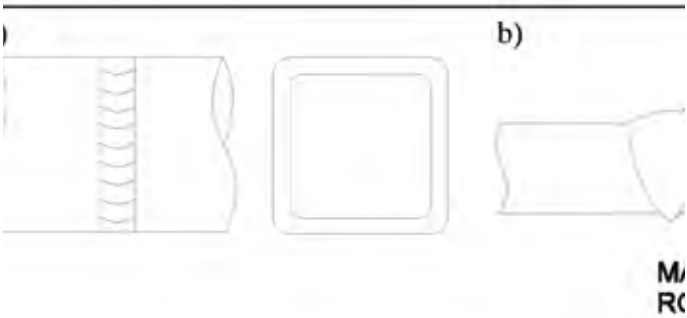
3. BUDYNKI Z PŁYT WARSTWOWYCH

Z płyt warstwowych w okładzinach metalowych wg. PN-EN 14509:2013 [10] projektowane są i wykonywane ściany, dachy i sufity podwieszone. Jakość stosowanych płyt warstwowych ma istotne znaczenie na spełnienie wymagań w zakresie reakcji na ogień i odporności ogniowej poszczególnych elementów budowlanych. Na Rys.1 i 2 pokazano przekroje płyt warstwowych z rdzeniem z wełny mineralnej, z błędnie ułożonymi lamelami z wełny mineralnej w rdzeniu płyt. Na Rys.3 pokazana jest oderwana od płyty warstwowej jej okładzina z blachy stalowej, z widocznym nierównomiernie rozprowadzonym klejem na powierzchni blachy [11]. Obniżenie parametrów mechanicznych i izolacyjnych płyt warstwowych może bardzo istotnie wpływać na odporność ogniową elementów budynku wykonanych z tych płyt. Szczególnie istotny wpływ mogą mieć uszkodzenia w warstwie klejowej oraz możliwe

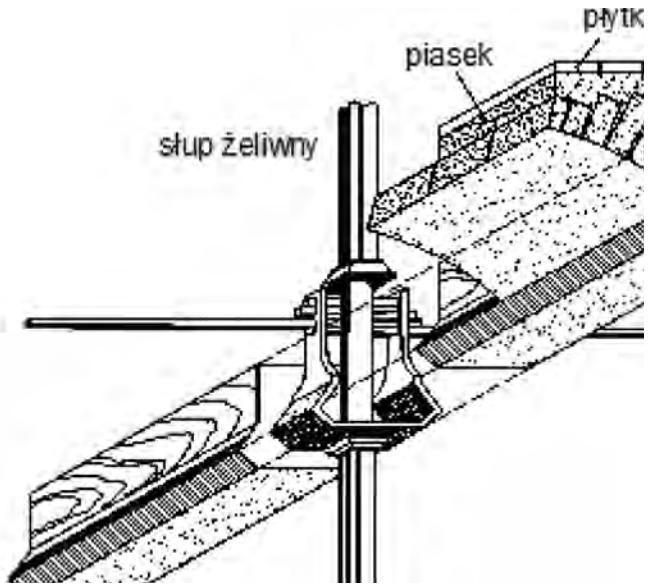
obniżenie właściwości izolacyjnych rdzenia. Uszkodzenia warstwy klejowej mogą prowadzić do szybszej utraty przyczepności okładzin płyty warstwowej i rdzenia płyty warstwowej. W konsekwencji znacznie szybciej może wystąpić delaminacja okładziny od rdzenia. Z punktu widzenia odporności ogniowej ściany lub dachu z płyt warstwowych ma to bardzo istotne znaczenie, szczególnie po stronie nienagrzewanej. W przypadku elementów nienośnych może prowadzić do szybszej utraty szczelności ogniowej ze względu na możliwe większe odkształcenia nienagrzewanej blachy okładzinowej. W przypadku elementów nośnych efekt może być jeszcze bardziej znaczący, ponieważ szybsza delaminacja zewnętrznej blachy okładzinowej może skutkować zupełnie innym zachowaniem elementu, gdy okładziny i rdzeń będą pracowały niezależnie. W efekcie możne wystąpić zupełnie inny mechanizm prowadzący do zniszczenia elementu, ponieważ obciążenie elementu będzie przenoszone przez trzy niezależne warstwy niewspółpracujące ze sobą.



Rys. 1. Rdzeń płyty warstwowej z nierównomiernie ułożonych lameli



Rys. 2. Rdzeń płyty warstwowej z wełny mineralnej z kawerną

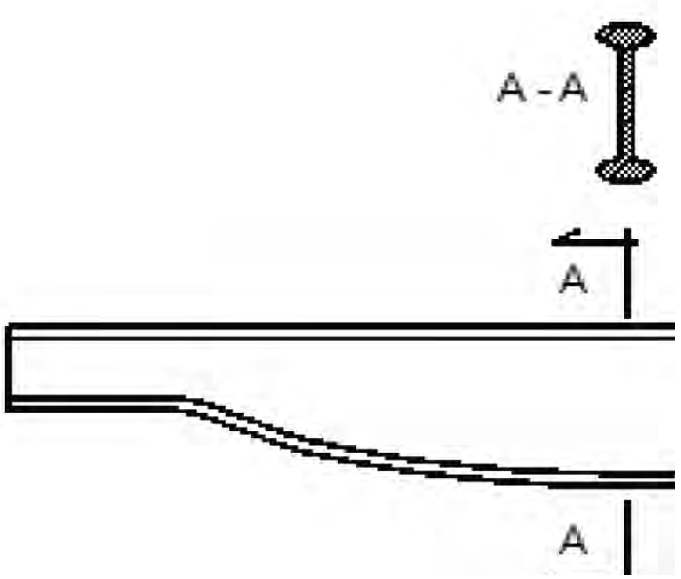


Rys. 3. Okładzina płyty warstwowej oderwana od rdzenia, widoczne nierównomierne rozprowadzenie kleju

W latach 90-tych w Zakładzie Lekkich Przegród ITB przeprowadzono badania wytrzymałościowe i mechaniczne płyt warstwowych dachowych typu PW-8 pobierając próbki z dachu z jednego budynku na terenie ITB w Warszawie [12]. Budynek był użytkowany jako budynek magazynowy. Badania wykazały, że płyty warstwowe eksploatowane około 20 lat utraciły ok. 20% swojej pierwotnej wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie. Oczywiście nie można uogólniać tego przykładu na płyty tego typu zastosowane w innych obiektach, ale jest to pewien sygnał, że w rzeczywistym zastosowaniu, po pewnym okresie eksploatacji budynku, należy liczyć się ze zmianami we właściwościach zastosowanych płyt. Pytanie o rzeczywistą odporność ogniową eksploatowanego rozwiązania staje się jak najbardziej zasadne.

Zachowanie parametrów wytrzymałościowych w długim okresie eksploatacji może być jeszcze trudniejsze w przypadku płyt warstwowych stosowanych w chłodnictwie. Ściana z płyt warstwowych oddzielająca pomieszczenie mroźni na artykuły spożywcze, gdzie temperatura stała wynosi minus 25ºC, od hali produkcyjnej, gdzie temperatura stała wynosi około +20ºC, poddana jest oddziaływaniu amplitudy temperatury około 45ºC. Po kilku/kilkunastu latach eksploatacja w takich warunkach może destrukcyjnie wpłynąć na rdzeń płyty oraz klej łączący rdzeń z okładzinami z blachy stalowej. Może to spowodować obniżenie parametrów mechanicznych płyt. Takie długotrwałe oddziaływanie może mieć również znaczenie dla zachowania właściwości izolacyjnych, szczególnie, jeśli dodamy do tego możliwe, w niektórych rozwiązaniach, osiadanie materiału rdzenia płyty.

Innym problemem, który pojawił się podczas eksploatacji dachów z płyt warstwowych są pofalowania powierzchni. Na skutek wysokiej temperatury na powierzchni dachu, mogą powstać pofalowania jak również czarne plamy, na skutek przenikania grafitu stosowanego np. w przemyśle oponiarskim (rys. 4).



Rys. 4. Pofalowana powierzchnia dachu z płyt warstwowych od czynników termicznych, sczerniałe plamy od stosowania grafitu wewnątrz hali

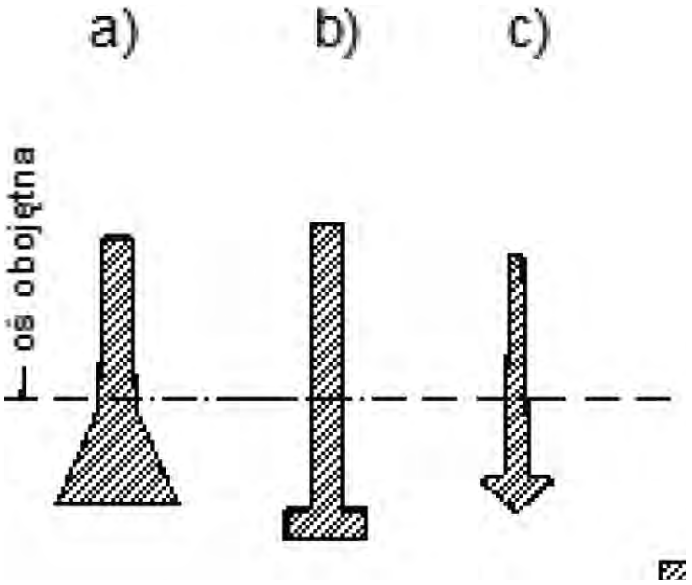
Przy projektowaniu dachów budynków z płyt warstwowych przyjmuje się do obliczeń temperaturę powietrza w lecie +25ºC, podczas gdy rzeczywista temperatura powierzchni dachu nagrzanego latem od słońca może sięgać około +50ºC przy jasnych kolorach płyt i około+80ºC przy ciemnych kolorach płyt warstwowych. Na skutek nagrzania od słońca występowały też przypadki odspojenia blach górnych od rdzenia z wełny mineralnej. Rozgrzanie okładziny górnej z blachy stalowej grubości 0,50 mm powodowało nagrzanie i rozpuszczenie się kleju poliuretanowego łączącego tę okładzinę z rdzeniem z wełny mineralnej. Niezależnie od codziennych problemów eksploatacyjnych, tego typu zjawiska mogą również wpływać niekorzystnie na rzeczywistą odporność ogniową dachu.

W budynkach w obudowie z płyt warstwowych drgania konstrukcji spowodowane np. bliskością dróg szybkiego ruchu czy obecność wewnątrz budynku urządzeń wywołujących drgania np. suwnic, różnego rodzaju tłoczni czy pras może spowodować po dłuższym okresie czasu mniejsze przyleganie płyt ściennych o złączach np. na wpust i pióro, co może obniżyć szczelność ogniową E ściany, w przypadku pożaru.

Oddziaływanie czynników atmosferycznych szczególnie nagrzewanie i oziębianie powierzchni okładzin zewnętrznych płyt warstwowych ściennych czy dachowych powoduje ich wydłużanie lub kurczenie się. Ruchy blachy okładziny od czynników termicznych często powodują ruchy główek łączników w płytach i wpływają na opalizację (wyrabianie się) otworów przy łącznikach. Może to wpłynąć na obniżenie szczelności ogniowej E dachu czy ściany w przypadku wystąpienia pożaru, może też doprowadzić do zacieków przy opadach deszczu. W Niemczech np. sprawdza się obliczeniowo przemieszczenia łączników od wpływów termicznych.

4. ELEMENTY PRZESZKLONE

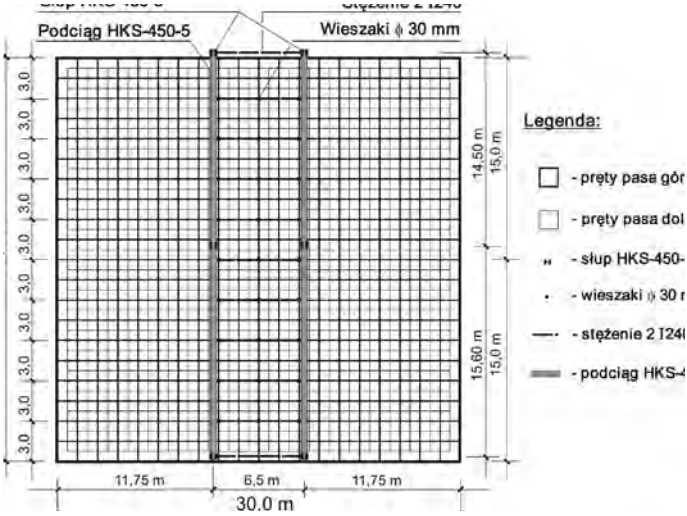
Coraz częściej projektuje się i wykonuje stropy, dachy, świetliki, ściany przeszklone o określonej odporności ogniowej. Są to technologie i systemy o bardzo wymagającym reżimie projektowym, wykonawczym i montażowym, jak również wymagają odpowiedniej dbałości i kontroli technicznych podczas eksploatacji. Znane są przypadki, że świetliki dachowe z metalowymi profilami zamkniętymi, z wypełnieniem ich w środku gipsem lub płytami gipsowo-kartonowymi, po kilku latach eksploatacji i działaniu czynników atmosferycznych są w środku profili wypełnione mieszaniną wody i gipsu. Znane są też przypadki wycieku żelu z szyb ogniochronnych elementów przeszklonych ścian – rys. 5. Zdarza się, że elementy przeszklone są nieprawidłowo osadzone lub posiadają niesystemowe uszczelki. Elementy przeszklone spełniające funkcje oddzieleń ppoż. wymagają systematycznego monitoringu i kontroli technicznych.



Rys. 5. Wyciek żelu z szyby ogniochronnej

5. SUCHA ZABUDOWA

Zalecenia dotyczące poprawnego projektowania i wykonywania z uwagi na odporność ogniową ścian nienośnych oraz sufitów podwieszonych z okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych i gipsowo-włóknowych podano w 2006 r. na Warsztatach Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego w Cedzynie [13]. Mimo upływu 8 lat zalecenia te są aktualne, a jedynie klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej różnią się z uwagi na nowe rodzaje płyt, nowe szpachle i różne materiały izolacyjne. Na rys. 6 pokazano zawalenie się sufitu podwieszonego w szkole z powodu złego wykonania rusztu z profili stalowych sufitu (zbyt odległe profile główne przyścienne od ściany).



Rys. 6. Awaria sufitu podwieszonego w szkole

6. DACHY ZE ŚWIETLIKAMI

Świetliki dachowe powinny być odporne na działanie ognia zewnętrznego (klasa Broof (t1)), czyli nierozprzestrzeniające ognia wg warunków technicznych par. 216.2 [14]. W przypadku gdy gęstość obciążenia ogniowego jest poniżej 500 MJ/m2 dopuszcza się świetliki słabo rozprzestrzeniające. Na rys.7 przedstawiono widok hali z dachem i świetlikami z tworzywa sztucznego, gdzie zmiana użytkowania spowodowała kontrolę właściwości ogniowych świetlików.

Rys. 7. Hala z dachem ze świetlikami z tworzywa sztucznego

7. PODSUMOWANIE

W trakcie eksploatacji i użytkowania budynków pojawiają się sytuacje, które mogą mieć wpływ także na odporność ogniową elementów budynku.

Zmiana właściwości wytrzymałościowych czy izolacyjnych elementów budynku może skutkować także zmianą rzeczywistej odporności ogniowej przegród. Badania odporności ogniowej przeprowadzane są na elementach wykonanych na potrzeby tych badań i nie poddanych żadnym szczególnym oddziaływaniom wynikającym z warunków rzeczywistego użytkowania.

Zmiana użytkowania obiektu może spowodować inne wymagania w zakresie bezpieczeństwa pożarowego zarówno z uwagi na reakcję na ogień jak i odporność ogniową.

Nawet jeśli trudno szacować na ile zmiana mechanizmu zniszczenia wpływa na końcową odporność ogniową przegrody, takie sytuacje powinny być eliminowane z praktyki budowlanej. Elementy budowlane z płyt warstwowych, przeszklone czy suchej zabudowy, o określonej odporności ogniowej muszą być poprawnie zaprojektowane, wykonane i staranie przeglądane oraz dozorowane podczas ich eksploatacji. Czynniki zewnętrzne jak i wiek elementów może wpływać na pogorszenie ich parametrów technicznych, a co za tym idzie pogorszenie właściwości w zakresie reakcji na ogień i odporności ogniowej. Zadaniem dla rzeczoznawców budowlanych i jednostek badawczych jest określenie stopnia degradacji tych elementów – jeśli taka nastąpiła oraz ocena dalszej ich przydatności lub ewentualnie konieczności wzmocnienia, lub wymiany części wadliwych danego systemu.

Literatura

[1] Dyrektywa Rady (UE) nr 89/106/EWG z dnia 21 grudnia 1988 r. w sprawie zbliżenia przepisów ustawowych, wykonawczych i administracyjnych Państw Członkowskich odnoszących się do wyrobów budowlanych. Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej L 40, 11.02.1989

[2] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady nr 89/106/EWG. Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej L 88, 4.04.2011

[3] PN-EN 13501-1+A1:2010 Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków Część 2: Klasyfikacja na podstawie wyników badań reakcji na ogień

[4] PN-EN 13501-2+A1:2010 Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków Część 2: Klasyfikacja na podstawie wyników badań odporności ogniowej, z wyłączeniem instalacji wentylacyjnej

[5] PN-EN 1363-1:2012 Badania odporności ogniowej Część 1: Wymagania ogólne

[6] PN-EN 1363-2:2001 Badania odporności ogniowej Część 2: Procedury alternatywne i dodatkowe

[7] PN-EN 1364-1:2001 Badania odporności ogniowej elementów nienośnych Część 1: Ściany

[8] PN-EN 1365-2:2002 Badania odporności ogniowej elementów nośnych Część 2: Stropy i dachy

[9] PN-EN 1991-1-3:2005 Podstawy projektowania konstrukcji. Oddziaływania na konstrukcje. Obciążenie śniegiem

[10] PN-EN 14509:2013 Samonośne izolacyjno-konstrukcyjne płyty warstwowe z dwustronną okładziną metalową. Wyroby fabryczne. Specyfikacje.

[11] Korycki P.: *Błędy przy stosowaniu lekkiej obudowy wykonywanej z płyt warstwowych*. IV Konferencja Stowarzyszenia DAFA, Targi BUDMA 2014, Poznań.

[12] Wróblewski B., Borowy A.: *Wybrane zagadnienia dotyczące użytkowania, eksploatacji i bezpieczeństwa pożarowego budynków z płyt warstwowych*. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane. Szczecin – Międzyzdroje, maj 2011 r.

[13] Wróblewski B.: Błędy i zalecenia przy projektowaniu i wykonawstwie ścian i sufitów podwieszonych z okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych z uwagi na bezpieczeństwo pożarowe. Warsztaty Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego. Cedzyna 2006 r.

[14] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
Dz. U. Nr 75 z dnia 15 czerwca 2002 r, pozycja 690 z późniejszymi zmianami.

EXPLOATATION OF BUILDINGS AND FIRE RESISTANCE OF BUILDING ELEMENTS

Marian Adam SKOWRON[1]

POLSKA STACJA ANTARKTYCZNA IM. HENRYKA ARCTOWSKIEGO

Projektowanie, realizacja i badania eksploatacyjne

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono problemy projektowe i wykonawcze budowy, a także eksploatacyjne Polskiej Stacji Antarktycznej, która była pierwszą tego typu polską inwestycją zrealizowaną na południowej półkuli Ziemi, oddalonej od kraju około 14,5 tysiąca kilometrów.

SŁOWA KLUCZOWE: Polska Stacja Antarktyczna, budowa, eksploatacja obiektów w warunkach Antarktyki

1. WSTĘP

W maju 1976 r powróciła z rejonów Antarktyki wyprawa morska na statkach r/v Profesor Siedlecki i m/t Tazar.

Wyprawa ta odniosła sukcesy naukowe i ekonomiczne, co otworzyło drogę do nowych inicjatyw związanych z podjęciem badań naukowych w wielu dziedzinach, takich jak: nauki biologiczne, nauki o ziemi, klimatyczne itp.

Jako główny kierunek przyjęto badania zasobów morza, z którymi wiązano nadzieje na ich eksploatację. Po dokonaniu podsumowania wyników tej wyprawy, Polska Akademia Nauk podjęła działania związane z przygotowaniem i organizacją wyprawy, której celem było założenie stałej stacji naukowej w Antarktyce, prowadzącej badania naukowe w sposób ciągły [1÷8].

[1] mgr inż. Marian Adam Skowron, był naczelnym inżynierem i kierownikiem budowy Polskiej Stacji Antarktycznej im. Henryka Arctowskiego

W sprawach pomocy w organizacji planowanego przedsięwzięcia PAN zwróciła się do Ministerstwa Obrony Narodowej, które oddelegowało do dyspozycji PAN grupę specjalistów.

Grupa ta rozpoczęła działania 13 lipca 1976r. W skład grupy oddelegowani zostali:

- ***mgr inż. Marian Adam Skowron*** – odpowiedzialny za projektowanie budynków, kompletację elementów, prefabrykatów, materiałów budowlanych, wyposażenia obiektów, przygotowanie montażu i wykonawstwa robót budowlanych oraz dobór sprzętu ppoż,
- ***mgr inż. Alojzy Mirski*** – odpowiedzialny za wytypowanie i skompletowanie sprzętu i materiałów dla energetyki i instalacji elektrycznych,
- ***inż. Aleksander Szmat i mgr inż. Tomasz Żukowski*** – odpowiedzialni za dobór sprzętu technicznego i pojazdów potrzebnych do transportu materiałów i elementów budowlanych oraz wyposażenia technicznego stacji,
- ***mgr inż. Tadeusz Szczepanowsk***i – odpowiedzialny za dobór urządzeń i rozwiązanie systemu łączności stacji z krajem oraz łączności międzynarodowej.

Zadaniem w/w specjalistów było opracowanie programu wyposażenia technicznego i logistycznego I Wyprawy Antarktycznej, której pierwszoplanowym zadaniem była budowa stałej bazy naukowej w Antarktyce.

Na wstępną lokalizację budowy przyjęto w PAN wyspy Szetlandów Południowych, które ze względów potrzeb naukowych i możliwości technicznych polskiego transportu morskiego spełniały w/w wymagania.

Przystąpiono niezwłocznie do prac studialnych związanych z zebraniem niezbędnej wiedzy dotyczącej warunków klimatycznych, morskich, geologicznych, panujących w tym rejonie świata.

Wiedzę tę pozyskano z literatury opisującej w/w zjawiska na istniejących już stacjach polarnych oraz w wywiadach z uczestnikami wypraw polarnych w ten rejon świata.

2. ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE BUDYNKÓW STACJI

2.1. Program organizacyjno – użytkowy

Uruchomienie placówki naukowej wymagało wzniesienia obiektów budowlanych spełniających następujące zadania:

- zapewnienie warunków socjalno – bytowych załogom zimującym oraz letnim grupom przybywającym na stację w okresie wymiany grup zimujących,
- techniczne i magazynowo – garażowe,
- laboratoryjne i pomiarowe.

2.2. Warunki klimatyczne i transportowe

Z przeprowadzonej analizy warunków klimatycznych zaobserwowanych i zarejestrowanych na około 60 stacjach meteorologicznych w latach 1951–1960 w rejonie Antarktydy oraz na stacjach pracujących w rejonie Szetlandów Południowych, do prac projektowych przyjęto następujące założenia klimatyczne i gruntowe:

- Temperatura powietrza od -36°C do +11,5°C,

- Średnioroczna temperatura powietrza – -2,9°C,
- Wilgotność względna powietrza – 85%,
- Średnioroczna prędkość wiatru – 6,2 m/sek,
- Największa prędkość wiatru – 45 m/sek,
- Ciężar pokrywy śnieżnej – 2,0 kN/m^2,
- Opady atmosferyczne – 500 mm/rok,
- Dopuszczalny nacisk na grunt 0,1 MPa,
- Grubość rozmarzającej warstwy gruntu – 0,5 m,
- Obszar aktywny sejsmicznie.

W projektowaniu obiektów uwzględniono również warunki:
- Transportowe – z terenu Polski do portu, załadunek na statki, drogę morską oraz ze statków na ląd do miejsca montażu na placu budowy,
- Czasowe, wynikające z okresu krótkiego lata antarktycznego, niskich temperatur i możliwości dopłynięcia statków najbliżej lądu, przed zamarznięciem morza,
- Techniczne, wynikające z możliwości wykorzystania urządzeń dźwigowych na statkach, urządzeń pływających pomiędzy statkami a lądem, oraz urządzeń dźwigowych i transportowych na lądzie na miejscu budowy. Założenia te były istotne, ponieważ przyjęto, że statki będą kotwicowały na morzu, nawet kilka kilometrów od brzegu i rozładunek będzie odbywał się przy użyciu dźwigów okrętowych oraz środkami pływającymi pomiędzy statkami a lądem.

2.3. Inne ważne założenia projektowe

Z analizy przyjętych założeń wynikały następujące warunki, które należało przyjąć w procesie projektowania:
1. Duży stopień prefabrykacji obiektów i elementów budowlanych,
2. Wyeliminowanie technologii montażu oraz robót budowlano – montażowych wymagających wysokich specjalistycznych umiejętności fachowych oraz sprzętu specjalistycznego (np. posadowienia budynków na palach),
3. Wyeliminowanie prac trudnych do wykonania w warunkach klimatycznych panujących w rejonie, na którym miała być realizowana inwestycja,
4. Zapewnienie bezpieczeństwa przeciwpożarowego na obszarze stacji,
5. Odpowiednie przygotowanie prefabrykatów, materiałów budowlanych, wyposażenia sprzętowego i technicznego do transportu morskiego,
6. Zapewnienie warunków bezpieczeństwa przeładunku ze statków na ląd na pełnym morzu w rejonie budowy stacji,
7. Zapewnienie najkrótszego czasu rozładunku statków oraz realizacji budowy. Krótki czas wynikał z tego, że w rejonie budowy stacji morze zamarzało w końcu marca lub na początku kwietnia, a wyprawa wypływała z Gdyni w grudniu 1976 r, pomiędzy Świętami Bożego Narodzenia a Nowym Rokiem,
8. Główne założenie projektowe przewidywało pozostawienie na stacji pierwszej zmiany zimującej, w ilości około 20 osób, która musiała mieć zapewnione bezpieczeństwo, warunki socjalno-bytowe oraz warunki do prac naukowo – badawczych.

3. ZAŁOŻENIA INWESTYCYJNE ORAZ HARMONOGRAMY BUDOWY I DOSTAW NA PLAC BUDOWY

Projekt budowy obiektów stacji przewidywał następujące rozwiązania techniczne:

a. Budynki – mieszkalny, socjalne, magazyny żywności oraz laboratoryjne przyjęto zmontowanie ich z przestrzennych segmentów kontenerowych wykonanych z drewna i materiałów drewnopodobnych w odpowiednich konfiguracjach dostosowanych do funkcji. Segmenty te były przygotowane w Zakładach Stolarki Budowlanej w Bydgoszczy. Konstrukcję nośną segmentów stanowiły stalowe ramy, za pośrednictwem których przekazywane były obciążenia w czasie transportu oraz docelowo na żelbetowe fundamenty prefabrykowane. Segmenty te po wyładunku na ląd, jeszcze przed docelowym montażem były wykorzystywane, jako tymczasowa baza noclegowa w czasie niesprzyjających warunków atmosferycznych uniemożliwiających powrót ekipy budowlanej na statki. Zakupiono 32 kontenery + jeden kontener z narzędziami i materiałami.

b. Hala stalowa systemu konstrukcyjnego i montażowego „R" z przeznaczeniem na elektrownię, stację łączności radiowej, warsztaty, magazyny części zamiennych oraz magazyn do podgrzewania paliwa (oleju napędowego) do agregatów prądotwórczych. Budynek ten ma wymiary w planie 36 x 12 m. Konstrukcja nośna w formie ram stalowych bez przegubowych o rozpiętości 12 m i rozstawie co 6m. Elementy ram były łączone w węzłach na śruby. Obudowa zewnętrzna oraz pokrycie dachowe wykonano z blach trapezowych ocieplonych wewnątrz warstwą wełny mineralnej gr. 12 cm. Do przeniesienia obciążeń na grunt przewidziano żelbetowe, prefabrykowane stopy fundamentowe wykonane w kraju. Projekt techniczny hali opracowany został w COB-PBP „BISTYP", a elementy konstrukcji stalowej wykonały Zakłady Konstrukcji Stalowych w Lubartowie.

c. Dwie hale o konstrukcji ramowej z drewna klejonego. Ramy zastrzałowo ryglowe, trójprzegubowe w rozstawie co 3m. Hale przewidziano na garaże dla sprzętu technicznego i magazyny. Ramy posadowione na prefabrykowanych stopach żelbetowych połączonych ze sobą żelbetowymi belkami podwalinowymi, wylewanymi na mokro. Ramy w poziomie fundamentów wymagały wykonania ściągów stalowych, przejmujących siły poziome. Obudowę hal przewidziano z blach trapezowych oraz docieplenie pomiędzy blachami z wełny mineralnej. Projekt techniczny opracowany został w COB-PBP „BISTYP", a elementy konstrukcji nośnej wykonało Przedsiębiorstwo Wielkowymiarowych Konstrukcji Drewnianych w Cierpicach koło Torunia.

d. Prefabrykowane elementy żelbetowe dla fundamentów pod wszystkie obiekty (to jest budynki, sieci energetyczne, maszty radiowe) wykonane były w Przedsiębiorstwie Budownictwa Przemysłowego w Gdyni. Dla utwardzenia powierzchni na gruncie przewidziano ażurowe płyty drogowe typu IOMB.

e. Materiały budowlane przeznaczone dla wszystkich obiektów stacji.
   Dla wykonania robót fundamentowych przewidzianych na placu budowy takich jak:
   - wzmacnianie podłoża gruntowego pod stopami,
   - belki podwalinowe ścian w halach drewnianych,
   - wykonanie ściągów ram w/w halach,

   przewidziano 20 ton cementu oraz odpowiednią ilość kruszywa. Oprócz tego należało zabrać odpowiednią ilość tarcicy (kantówki na belki podwalinowe pod obiekty z pomieszczeń kontenerowych, desek, stali kształtowej oraz słupki stalowe do montażu oświetlenia

terenu i linii energetycznych. Zabrano też trzy tony materiałów wybuchowych do ewentualnego wykonania przejść drogowych itp.

f. Sprzęt techniczny.

Do transportu oraz montażu elementów i materiałów na placu budowy zostały zabrane:

- dwa dźwigi samojezdne typu POLAN i na podwoziu STAR 66,
- spycharka S100,
- ciężki ciągnik artyleryjski TS,
- samochody ciężarowe Star 66 -2szt,
- amfibie PTS-3 szt.,
- trzy promy każdy złożony z 16 stalowych pontonów, które pchane były trzema kutrami KH-200,
- łodzie desantowe z silnikami przyczepnymi,
- dwa samochody osobowo terenowe do transportu ludzi.

Oprócz tego zostały zabrane:

- agregaty prądotwórcze o mocy 8, 16, i 36 KW. Były one podstawowym źródłem energii elektrycznej, potrzebnej w czasie budowy oraz docelowo do zasilania urządzeń zainstalowanych na stacji oraz ogrzewania budynków,
- urządzenia do łączności radiowej (dalekopisowej i szyfrowanej oraz łączności fonicznej).

Przewidziano odpowiednią ilość paliwa – zimowego oleju napędowego, benzyny, smary, i oleje. W sumie materiały te miały masę około 550 ton i były zgromadzone w beczkach. Zabrano również gaz propan-butan oraz gazy techniczne do spawania w stalowych butlach.

Masa całego wyposażenia materiałowego i sprzętowego wynosiła około 2800 ton. Do transportu morskiego zostały wyczarterowane dwa statki:

- M/S ZABRZE na pokładzie którego przetransportowano główne wyposażenie sprzętowe i materiałowe o masie około 2600 ton oraz kierownictwo wyprawy wraz z grupą desantową i dwoma przedstawicielami telewizji gdańskiej (17 członków PAN i 45 członków załogi statku),
- M/T DALMOR, który zabrał 58 członków ekipy PAN i 45 członków załogi statku oraz około 200 ton ładunku.

Załadunek materiałów i sprzętu na statki wymagał uzgodnienia warunków bezpieczeństwa, stateczności statków w czasie rejsu oraz uwzględnienia kolejności dostaw na miejsce budowy. W tym celu opracowany został harmonogram budowy, zakładający równoczesne prace montażowe na wszystkich obiektach stacji. Do opracowania harmonogramu budowy wykorzystano metodę analizy sieci powiązań, której głównym kryterium była optymalizacja środków i sił do realizacji budowy w jak najkrótszym czasie. Harmonogram ten był podstawą do ustalenia kolejności i miejsca załadunku oraz rozładunku materiałów i sprzętu ze statku na ląd.

4. BUDOWA OBIEKTÓW STACJI

4.1. Wybór lokalizacji stacji

Wstępne rejony lokalizacji zostały wytypowane na podstawie szczegółowych map morskich i zdjęć lotniczych dostarczonych na MS. ZABRZE w Kopenhadze. Wyznaczone zostały cztery możliwe miejsca na wyspach Szetlandów Południowych.

Po przybyciu w ten rejon statku M/S ZABRZE w dniu 27 stycznia 1977r wykonano rekonenesans wytypowanych miejsc pod lokalizację stacji. W czasie rekonesansu były oceniane następujące warunki:

a. wielkość powierzchni terenu do rozmieszczenia obiektów stacji wg wcześniej przyjętego modelu, tzn. – budynków socjalno-bytowych, centrum techniki oraz centrum naukowo-badawcze. Odpowiednie odległości pomiędzy nimi wynikały między innymi ze względów bezpieczeństwa pożarowego, hałasu i długości linii energetycznych,
b. możliwość montażu anten łączności radiowej z kierunkiem anten na Warszawę,
c. zaopatrzenie stacji w słodką wodę,
d. ukształtowanie terenu i dna morskiego dla dogodnego poruszania się środków transportowych pomiędzy statkami a lądem,
e. ocena warunków geotechnicznych podłoża gruntowego,
f. dostęp do miejsc eksploracji naukowej tj. do morza, lodowców, siedlisk kolonii flory i fauny.

W wyniku rekonesansu oraz oceny według w/w kryteriów kierownictwo wyprawy podjęło decyzję, że stacja będzie zlokalizowana na wyspie King Georg w Zatoce Admiralicji, na zachodnim brzegu u wejścia do fiordu Ezcura.

Rozładunek statku M/S ZABRZE rozpoczęto w dniu 28.01.1977r. W dniu 02.02.1977r do zatoki przypłynął M/T DALMOR. Sprzyjające warunki atmosferyczne pozwoliły do tego czasu dostarczyć na ląd około 1 100 ton ładunku, co umożliwiło na natychmiastowe rozpoczęcie robót budowlano – montażowych.

4.2. Ocena warunków geotechnicznych

W tym czasie dokonano oceny warunków geotechnicznych w miejscach lokalizacji poszczególnych budynków i porównania ich z założeniami projektowymi. Warunki te okazały się niekorzystne i na tej podstawie podjęto decyzję o konieczności wykonania wzmocnienia fundamentów pod budynkami hali stalowej i hal drewnianych. W tych rejonach były grunty słabe, nasypowe, świeżo naniesione przez wody spływające w czasie roztopów.

Wzmocnienie fundamentów polegało na zwiększeniu podeszwy stóp fundamentowych z żelbetowych płyt drogowych typu JOMB, które dodatkowo zostały wzmocnione drewnianymi mikropalami, wbitymi pod skosem do głębokości około 70 ÷ 80 cm (4 ÷ 5 mikropali w każdą płytę).

W wyniku tego osiągnięto zmniejszenie naprężeń na grunt do rzędu 0.06 - 0,07 MPa oraz zagłębienie fundamentów do około 1,8 m ppt.

4.3. Charakterystyka techniczna budynków stacji

4.3.1. Budynek mieszkalny, świetlica – stołówka i segment żywieniowy oraz budynki laboratoryjne

Budynki zostały zestawione z pomieszczeń kontenerowych wykonanych w wytwórni w Stolbudzie Bydgoszcz, o wymiarach zewnętrznych 2,55 x 6,0 m i wysokości 2,88 m i masie 4,0 ton (rys.1 i 2).

Pomieszczenia te zostały wykonane z płyt drewnianych i drewnopodobnych zmontowanych na ramie z ceownika 80. Płyty ścian, podłogi i sufitu wykonane, jako ruszt drewniany wypełnione styropianem i obłożone obustronnie sklejką wodoodporną, płytą pilśniową twardą lub płytą typu „sandwich".

Ściany zewnętrzne zostały dodatkowo obite deskami łączonymi na pióro – wpust. Dach wykonany został z płyt warstwowych PW-8.

W miejscach styków segmentów, przewidzianych do ich łączenia, zamontowano kątowniki stalowe 40 x 40 x 5 – na całej wysokości styków. Okna z szybami zespolonymi zostały zabezpieczone okiennicami, a szyby zewnętrzne miały grubość 6 mm.

Segmenty te wewnątrz były wykończone i wyposażone w meble, instalacje sanitarne i sprzęt elektroenergetyczny w wytwórni.

Na miejscu budowy segmenty były ustawione na żelbetowych stopach fundamentowych i podwalinach drewnianych o przekroju 12 x 18 cm, a następnie za pomocą spawanych łączników z kątowników 50 x 50 x 5 mocowane były do stóp fundamentowych metodą spawania.

Zmontowane elementy w zestawach zostały uszczelnione i obudowane na stykach zewnętrznych i wewnętrznych drewnianymi elementami, obróbkami blacharskimi przygotowanymi w kraju. W budynkach zamontowane zostały również schody wejściowe i pomosty oraz wewnątrz ułożono wykładziny podłogowe.

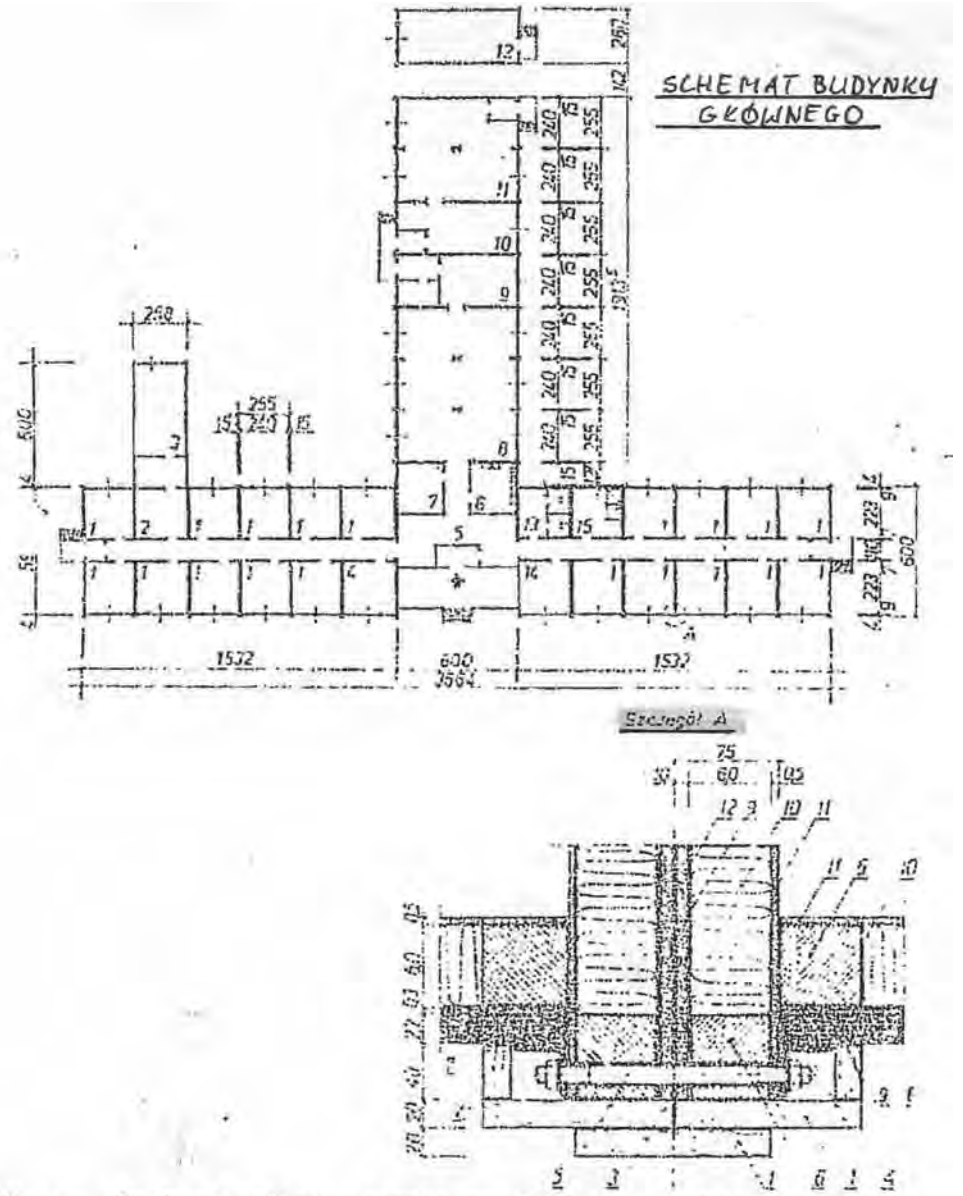
Prześwit pod tymi budynkami o wysokości około 800 mm był zamierzony, ponieważ przepływ powietrza pod budynkami chronił je przed tworzeniem się zasp w okresach zimowych.

Dla bezpieczeństwa użytkowników przewidziano odpowiednią ilość drzwi zewnętrznych (otwieranych do wewnątrz) gwarantujących w razie konieczności szybką ewakuację.

W budynkach zamontowano instalację wodociągową, zewnętrzne odprowadzenie ścieków oraz grzejniki elektryczne.

Budynek główny – mieszkalny zmontowany został z 24 segmentów, budynek laboratorium biologicznego z 4 segmentów, laboratorium hydrologiczne z 1 segmentu, centrum radiowe i laboratorium meteorologiczne z 4 segmentów.

Łączna kubatura tych budynków wynosi około **1 420 m^3**.



Rys. Budynek główny stacji: a) rzut; 1 — pokój mieszkalny, 2 — ambulatorium, 3 — hala operacyjna, 4 — kierownik zimowania, 5 — szatnia, 6 — umywalnia, 7 — ciemnia foto, 8 — jadalnia, 9 — kuchnia, 10, 11 — magazyn żywności, 12 — hydrofornia, 13 — WC, 14 — suszarnia odzieży, 15 — natryski; b) szczegół A: deski osłonowe 135 × 20 mm, 2 — deska osłonowa 40 × 20 mm, 3 — uszczelka gumowa, 4 — kątownik 40 × 40 × 5, 5 — śruba M-10 × 200; 6 — słupek ramy 60 × 60 mm, 7 — deska grubości 22 mm, 8 — płyta pilśniowa twarda grubości 3,2 mm, 9 — folia

Rys. 1. Schemat budynku głównego.

Rys. 2. Elewacja budynku głównego (fot. M. Wiśniewski)

4.3.2. Budynek techniczny

Hala stalowa jednonawowa o wymiarach w rzucie 12 x 36 m i wysokości w kalenicy 5,1 m. Posadowienie konstrukcji na stopach żelbetowych, prefabrykowanych o masie 3,7 ton, połączonych prefabrykowanymi belkami podwalinowymi (rys 3 i 4).

Konstrukcję nośną budynku wykonano z bezprzegubowych ram z kształtowników pełnościennych, spawanych I 400 mm. Elementy ram w węzłach łączone były na śruby. Masa ramy gotowej do montażu wynosiła około 1 400 kg. Rozstaw ram wynosił 6,0 m. ramy były stężone ze sobą systemem rygli i płatwi.

Obudowę ścian i dachu wykonano z dwóch warstw blachy trapezowej 35 x 188 x 750 i grubości 0,75 mm, wypełnionych w środku warstwą wełny mineralnej o gr. 12 cm.

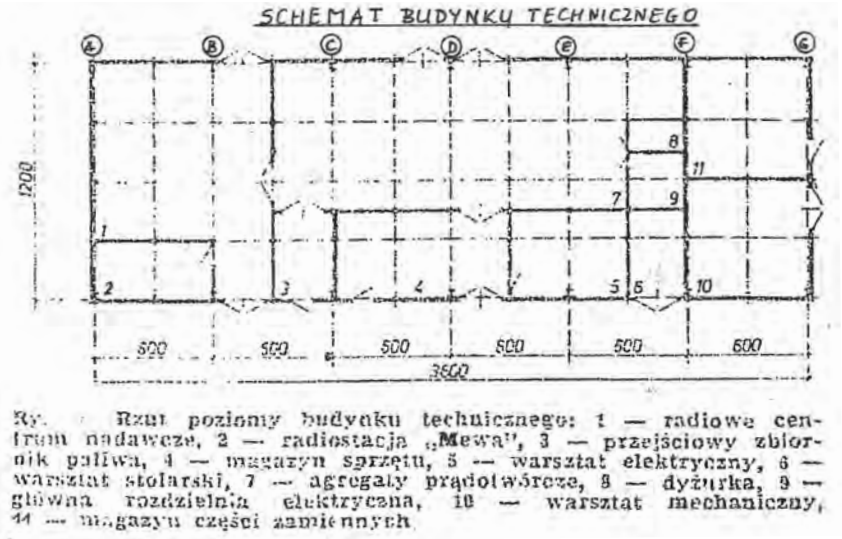
Mocowanie obudowy ścian i dachu wykonano za pomocą wkrętów samogwintujących i nitów jednostronnych..

Stolarka okienna drewniana z szybami zespolonymi. Zewnętrzne szyby gr. 6,0 mm. Drzwi i wrota stalowe ocieplone.

Posadzka z prefabrykowanych płyt żelbetowych typu JOMB ułożonych na zagęszczonym podłożu nasypowym.

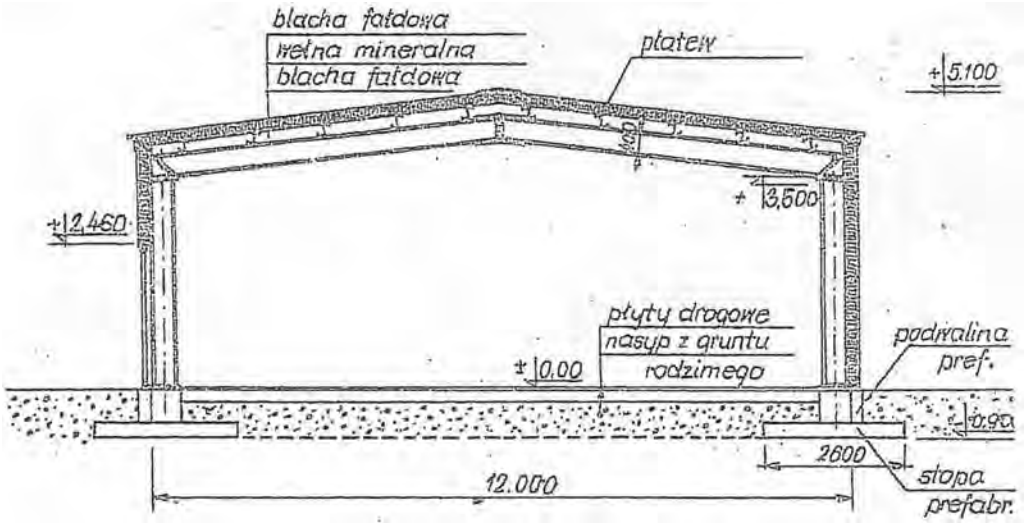
Poziom terenu wokół budynku został podniesiony nasypem z gruntów przemieszczonych z pogłębionego jeziorka o około 1,0 ÷ 1,2 m w porównaniu z istniejącym poziomem terenu.

Kubatura budynku wynosi **1 900 m^3**.



Rys. Rzut poziomy budynku technicznego: 1 — radiowe centrum nadawcze, 2 — radiostacja „Mewa", 3 — przejściowy zbiornik paliwa, 4 — magazyn sprzętu, 5 — warsztat elektryczny, 6 — warsztat stolarski, 7 — agregaty prądotwórcze, 8 — dyżurka, 9 — główna rozdzielnia elektryczna, 10 — warsztat mechaniczny, 11 — magazyn części zamiennych

Rys. 3. Schemat budynku technicznego



Rys. 4. Przekrój pionowy budynku technicznego

4.3.3. Hale garażowo magazynowe

Do montażu były przewidziane dwie hale garażowo – magazynowe. W pierwszym etapie udało się zmontować tylko jedną. Drugiej hali nie wzniesiono ze względu na brak mocy przerobowej oraz utratę znacznej ilości cementu i kruszywa w czasie transportu w sztormowej pogodzie. Została ona wzniesiona w czasie II wyprawy.

Hale te zaprojektowane były w konstrukcji z drewna klejonego o wymiarach w planie 18 x 21 m i wysokości w kalenicy 6,3 m. Ramy zastrzałowo – ryglowe, ze ściągiem w poziomie fundamentów, były rozstawione, co 3,0 m. Słupy mają przekrój 12 x 24 cm, rygle 12 x 32 ÷ 89 cm, a zastrzały 2 x 8 x 20 cm. Ramy w zworniku łączone były przegubowo (rys. 5 i 6).

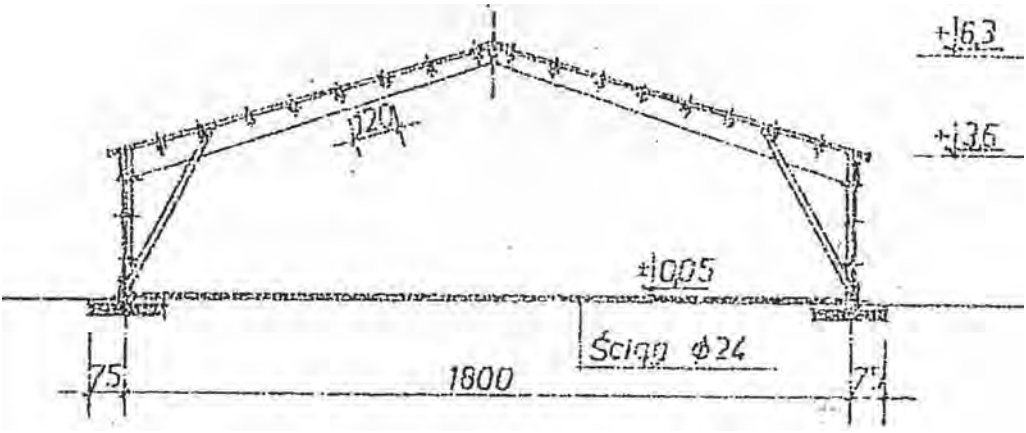
Rygle i płatwie w ścianach i połaciach dachowych o przekroju 12 x 16 cm z drewna klejonego łączone były z ramami za pomocą łączników z blachy ocynkowanej mocowanych na gwoździe.

Obudowa ścian i dachu wykonana została z blachy trapezowej 55 x 188 x 750, a obróbki blacharskie z blachy ocynkowanej gr. 1,0 mm. Elementy obudowy mocowane były do konstrukcji na wkręty i nity jednostronne.

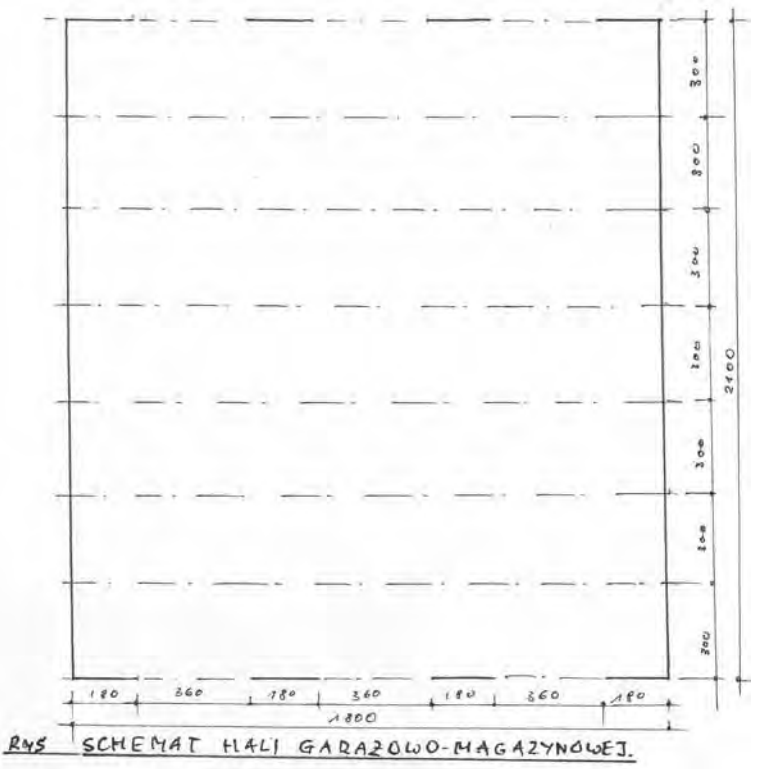
W ścianach szczytowych zamontowano po trzy wrota 3,6 x 3,6 m. Konstrukcję nośną hali wzmocniono dodatkowo zastrzałami w ścianach. Wzmocnienie to wykonane zostało po zaobserwowaniu w czasie huraganów wędrowania znad środka zatoki wirujących trąb powietrza w kierunku hali.

Posadzka została wykonana z płyt drogowych JOMB ułożonych na zagęszczonym nasypie. Poziom terenu wokół hali oraz poziom posadzki został podniesiony względem istniejącego poziomu terenu o około 1,0 m.

Budynek ten ma instalację oświetleniową i nie jest ogrzewany. Kubatura budynku wynosi **1 414 m^3**.



Rys. 5. Przekrój pionowy hali drewnianej



Rys. 6. Schemat hali drewnianej

4.3.4. Instalacje zewnętrzne i urządzenia techniczne.

Wykonane zostały następujące obiekty:

a. Ujęcie wody pitnej wraz z pogłębieniem istniejącego jeziorka zasilanego strumieniem spływającej słodkiej wody z lodowca. Wydobyty grunt użyto do podniesienia terenu i posadzek w budynkach technicznych.
b. Regulacja cieków wodnych wokół obiektów stacji. Wykonanie w/w robót ziemnych wymagały przemieszczenia około 5 000 m^3 ziemi.
c. Zewnętrzną sieć kablową zasilającą wszystkie budynki w energię elektryczną. O długości około 550m.
d. Oświetlenie terenu stacji o długości około 270 m.
e. Zewnętrzne anteny nadawcze i odbiorcze dla urządzeń łączności radiowej (fonicznej i dalekopisowej).
f. Zainstalowano kontener chłodniczy dla przechowywania żywności o pojemności 105 m^3.
g. Zainstalowano grupę zbiorników rezerwowych przy budynku technicznym dla oleju napędowego o pojemności 16,5 m^3.
h. Wykonano składowiska na zapasy paliwa, gazów technicznych, olejów i smarów. Składy te były oddalone od budynków stacji o około 1000 m.

5. POGODA I KLIMAT REJONU STACJI W OKRESIE EKSPLOATACII

W czasie 37 lat eksploatacji stacji oraz pomiarów i badań meteorologicznych zaobserwowano, że klimat w tym okresie ulegał nieznacznym zmianom w poszczególnych latach. Z pomiarów meteorologicznych wynika, że występuje tendencja wzrostowa temperatury powietrza, co może mieć wpływ na występujące zjawisko cofania się lodowców.

Dla oddziaływania klimatu na konstrukcję budynków najistotniejszymi zjawiskami są opady atmosferyczne, prędkość wiatrów, oblodzenie, zmiany temperatur.

W książce p.t. „Zatoka Admiralicji" prof. St. Rakusy – Suszczewskiego podane zostały dane meteorologiczne stacji z lat 1978–87. Temperatura powietrza w tym okresie wynosiła:

- średnia roku -1,8°C, minimalna -32,3°C (lipiec), maksymalna +16,7°C (styczeń),
- ciśnienie powietrza – średnia dobowa w roku – 991,1 mbar, minimalne – 938,3 mbar (sierpień), maksymalne – 1031,4 mbar (lipiec),
- prędkość wiatru – średnia dobowa w roku – 7 m/sek, maksimum 60 m /sek (kwiecień),
- opad roczny – 510,4 mm, największe opady w miesiącach luty, marzec, kwiecień – odpowiednio 62,3 mm, 68,7 mm i 58,3 mm, najmniejsze w okresie zimy (lipiec – 31,1 mm i sierpień 25,6 mm),
- wilgotność powietrza wynosiła powyżej 80%,– średnia w roku 81,6%.

Porównując powyższe dane z przyjętymi założeniami do projektowania budynków stacji należy stwierdzić, że:

- opady śniegu były zbliżone do założonych,
- ekstremalne prędkości wiatrów znacząco przekraczały prędkości założone i występują kilka razy w roku. W 2008 roku zmierzona prędkość wiatru wynosiła 80 m/s, to jest 280 km/h.

W czasie całego okresu działania stacji stwierdzono, że:

- Na środku zatoki tworzyły się co roku trąby powietrzne, przemieszczające się w kierunku budynków technicznych stacji. Wiry te tworzyły się przy zachodnich kierunkach wiatrów, spływających do fiordu z lodowców. Wykonanie dodatkowych wzmocnień konstrukcji hal drewnianych zastrzałami w płaszczyznach ścian było więc zasadne,
- Linia brzegowa w rejonie budynku głównego stacji uległa zmianie i zbliżyła się niebezpiecznie do w/w budynku. Wymagał on przebudowy polegającej na przeniesieniu kilku pomieszczeń kontenerowych na przeciwległy koniec,
- Zaobserwowano wycofanie się w okresie 35 lat Lodowca Ekologii, o około 800 ÷ 850 m. Zjawisko cofania się lodowców wymaga ciągłych obserwacji i badań, ponieważ dowodzą one o zmianach klimatu na Ziemi,
- Wzmocnienie fundamentów pod budynkami halowymi było konieczne ze względów bezpieczeństwa konstrukcji.

6. OCENA TEDHNICZNA BUDYNKÓW STACJI PO 37 LATACH

Przez cały czas prowadzony jest monitoring obiektów budowlanych. W czasie eksploatacji budynków i obiektów stacji wystąpiły zdarzenia związane z ekstremalnymi warunkami pogodowymi mianowicie:

- Kilkakrotne zerwanie kilku arkuszy blachy trapezowej z połaci dachu budynku technicznego. Zerwanie blachy było spowodowane drganiami poszycia wywołanymi przez porywy wiatru. Blacha była mocowana, do płatwi dystansowych z blachy giętej na zimno, na nity jednostronne. W celu wyeliminowania tego zjawiska zalecono wykonanie wzmocnienia tych płatwi kształtownikami stalowymi i mocowanie blach na blachowkręty;
- Przed pierwszą zimą huragan zdemontował wrota w hali garażowej, w ścianie szczytowej od strony północnej. Po ponownym zamontowaniu wykonano dodatkowe zabezpieczenia w postaci bolców zamontowanych nad sworzniami zawiasów;
- W czasie huraganu uległy przewróceniu oblodzone linie energetyczne. Wykonano naprawy polegające na:
  - postawieniu słupków z oświetleniem,
  - ułożeniu kabli energetycznych na gruncie w kanałach zabezpieczających je przed uszkodzeniem;
- Wielokrotnie były łamane maszty anteny radiowej;
- W budynku głównym występowały w kilku miejscach zawilgocenia spowodowane rozszczelnieniem obróbek blacharskich i uszczelnień na stykach segmentów.

W okresie eksploatacji obiektów nie stwierdzono uszkodzeń i awarii konstrukcji budynków, które zagrażałyby bezpieczeństwu budowli i użytkowników. W/w naprawy wykonywały, na bieżąco, ekipy zimujące.

W późniejszym okresie eksploatacji, po około 25 latach wystąpiła silna erozja brzegu zatoki w pobliżu budynku głównego stacji. Wymagało to przesunięcia kilku segmentów kontenerowych skrzydła budynku na drugą stronę.

W latach 1997 ÷ 1998 w XXII wyprawie wykonano remont budynku głównego polegający na wymianie piętnastu segmentów kontenerowych we frontowej części. Nowe pomieszczenia kontenerowe były wykonane w Obornikach pod Poznaniem.

Generalnie można stwierdzić, że w czasie eksploatacji stacji obiekty funkcjonowały poprawnie, a poszczególne ich element nie ulegały nadmiernym uszkodzeniom. Budowle gwarantowały bezpieczeństwo użytkowników.

Założenie projektowe, a także późniejsze zmiany wprowadzone w trakcie budowy były technicznie poprawne, co zweryfikowały trudne warunki klimatyczne panujące w rejonie Archipelagu Szetlandów Południowych.

7. WNIOSKI KOŃCOWE

Budowa Polskiej Stacji Antarktycznej była pierwszą tego typu polską inwestycją zrealizowaną na południowej półkuli Ziemi, oddalonej od kraju około 14,5 tysiąca kilometrów.

Realizacja tej inwestycji wymagała zespołowej pracy wielu specjalistów z różnych dziedzin wiedzy i zawodów. Ścisła współpraca i wielkie zaangażowanie całej ekipy wyprawy (75 członków PAN i dwie załogi statków, po 45 osób), była uwieńczona pełnym sukcesem budowlańców i specjalistów od przeprawy morskiej. Zastosowane rozwiązania były oparte całkowicie na polskiej myśli technicznej (budynki i całe wyposażenie wyprawy).

Sukces ten zwieńczony został pierwszym zimowaniem na stacji 19 polarników, którzy mieli zagwarantowane bezpieczeństwo i komfort pracy.

W następnej wyprawie stacja została rozbudowana o następujące obiekty:
- zmontowano drugą halę garażowo – magazynową, której nie zrealizowano w pierwszej wyprawie,
- zamontowano zbiornik stalowy o pojemności 1000 m^3 na paliwo,
- zamontowano latarnię morską na skale cypla, na przedłużeniu osi głównej obiektów stacji. Latarnia ta spełnia ważną rolę w nawigacji morskiej w tym rejonie świata,
- zbudowano inne obiekty laboratoryjne, takie jak szklarnia, laboratorium magnetyczne itp.

W następnych wyprawach wymienione zostały:
- główne agregaty prądotwórcze typu PAD 35, po ich wyeksploatowaniu, na typ WOLA o mocy 100KW,
- w 1998 roku wymieniono 15 pomieszczeń kontenerowych skrzydła frontowego w budynku głównym,
- w 2010 roku zdemontowano radiostację i zastąpiono ją systemem łączności satelitarnej.

Zakładano, że trwałość obiektów stacji będzie wynosić 15 lat, po czym zostanie ona zmodernizowana do bieżących potrzeb. Brak odpowiednich ilości środków finansowych wymusił oszczędną eksploatację obiektów stacji. Otrzymywane środki finansowe starczały jedynie na bieżące utrzymanie stacji i zabezpieczenia ciągłości działania. Pierwsze większe prace remontowe wykonano w 1998 r. kiedy wymieniono 15 pomieszczeń kontenerowych. Roboty te były dofinansowane ze środków otrzymanych za współpracę z naukowcami hiszpańskimi. Pozostałe obiekty są eksploatowane do dziś bez zmian, co dowodzi o ich trwałości i odporności na działanie skrajnie niekorzystnych warunków klimatycznych i środowiskowych (zasolenie powietrza). Najlepiej zdały egzamin budynki techniczne.

Polska Stacja Antarktyczna od początku spełniała ważną rolę w eksploracji tamtego regionu świata. Oprócz bazy naukowej była też ważną placówką dla polskiej floty rybackiej, która korzystała z komunikatów meteorologicznych, bazy medycznej oraz kilkudniowych odpoczynków marynarzy.

Stację co roku odwiedza kilka tysięcy turystów z całego świata. Trwa wymiana międzynarodowa doświadczeń naukowych i wymiana specjalistów z różnych dziedzin wiedzy badających tamte regiony świata. Pracują też na niej naukowcy z innych krajów (rys. 7 i 8).

Dzięki działalności naszej stacji Polska jest członkiem Układu Antarktycznego, który reguluje zasady działalności międzynarodowej w Antarktyce i na Antarktydzie.

Rys. 7. Mapa regionu stacji

Rys. 8. Stacja antarktyczna nocą (fot. M. Wiśniewski).

Literatura

[1] Rakusa S., Suszczewski. S.: *Roczniki Antarktyczne*.

[2] Rakusa S., Suszczewski. S.: *Zatoka Admiralicji*.

[3] Rakusa S., Suszczewski. S.: *Dlaczego Antarktyda*, PWN, Biblioteka Problemów.

[4] Rakusa S., Suszczewski. S.: *Dzienniki z polarnych podróży*.

[5] Rościszowski L.: *Budowa Naukowej Stacji Antarktycznej PAN*, Przegląd Budowlany Nr 9/1980.

[6] Rościszowski L.: *Konstrukcje budowlane na Polskich Stacjach Polarnych*, zeszyty naukowe Politechniki Gdańskiej Nr 331 z 1981 r.

[7] Skowron M.: *Dziennik budowy Polskiej Stacji Antarktycznej*.

[8] Skowron M.: *Polska Stacja Antarktyczna działa już 35 lat*, Inżynieria i Budownictwo Nr 12/2012r.

SESJA XI

Edward MACIĄG[1]

OCENA WPŁYWU DRGAŃ WZBUDZANYCH WBIJANIEM ELEMENTÓW LARSENA (GRODZIC) NA STAN ZACHOWANIA BUDYNKÓW W SĄSIEDZTWIE – wyniki ekspertyzy technicznej

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono wyniki ekspertyzy technicznej mającej na celu ustalenie przyczyny katastrofy budowlanej w dwóch budynkach, w których sąsiedztwie wykonano głęboki wykop oraz skarpę pionową na odcinku kilkunastu metrów, w obszarze północno-wschodniego narożnika wykopu, licując ją z ogrodzeniem posesji domków, a następnie wbijano w dolnej części skarpy elementy Larsena, mające stanowić zabezpieczenie skarpy. W trakcie wbijania elementów Larsena nastąpiło oberwanie skarpy, osunięcie ziemi z ogrodu w stronę wykopu.

SŁOWA KLUCZOWE: ekspertyza, ścianka Larsena, wbijanie grodzic, oddziaływanie na sąsiadujące zabudowania

1. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Cel i zakres przedstawianej tu ekspertyzy określił zleceniodawca (sąd) wymagając:

- „ustalenia przyczyny katastrofy budowlanej mającej miejsce w grudniu 2002 roku" w dwu budynkach, położonych w Krakowie przy ul. S.,

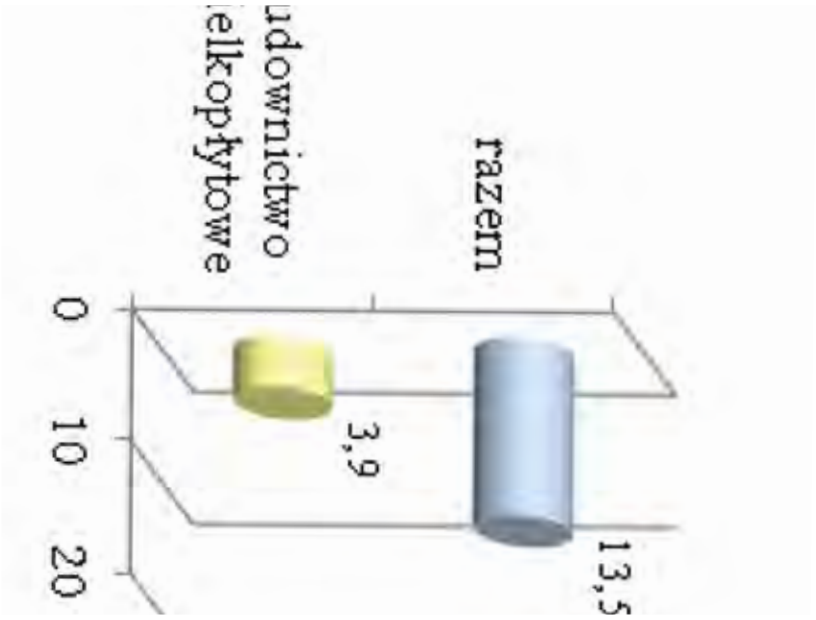
i oczekując odpowiedzi na pytanie:

- „czy istnieje związek przyczynowy pomiędzy pracami prowadzonymi przez inwestora w grudniu 2002r. oraz mającą wówczas miejsce katastrofą budowlaną, a zaistnieniem szkody w dwu zabudowanych nieruchomościach".

[1] prof. dr hab. inż. Edward Maciąg, Instytut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej

W/w budynki zlokalizowane są w zabudowie szeregowej wzdłuż ul. S. po stronie południowej. Do budynków tych od strony południowej przylegają ogródki. Między domkami 21 i 11 w szeregowej zabudowie przy ul. S. znajdują się budynki o numerach 19, 17, 15 i 13 również z ogródkami (rys.1). W związku z planowanym wzniesieniem budynku wielorodzinno-usługowego na terenie przylegającym do działek w/w zabudowy szeregowej (inwestor) wykonano głęboki szeroko-przestrzenny wykop. W obszarze północno-wschodniego narożnika wykopu o głębokości ok. 5 m, na odcinku kilkunastu metrów wykonano skarpę pionową, licując ją z ogrodzeniem posesji domków szeregowych. Nie wykonano obudowy głębokiego wykopu – skarpa nie była więc zabezpieczona.

6 grudnia 2002 r. wbijano, w dolnej części skarpy, elementy Larsena mające stanowić zabezpieczenie skarpy. W trakcie wbijania elementów Larsena nastąpiło oberwanie skarpy, osunięcie ziemi z ogrodu wraz z ogrodzeniem w stronę wykopu. Osunięcie sięgało w głąb ogródka (przynależnego do budynku przy ul. S. 21) od 1,5 do 2,2 m. Podmurówka z ogrodzeniem uległy zniszczeniu na długości ok. 6 m w ogródku p. K. i podmurówka (nie było ogrodzenia) na długości ok. 2 m z ogródka przy budynku 23 oraz podmurówka na długości ok. 2 m oddzielająca ogródki. Górna krawędź wykopu jak i elementy Larsena znajdowały się w odległości ok. 9 m od zabudowań domków szeregowych (nr 23, 21 i 19). Wbijanie elementów Larsena odbywało się wibracyjnie przy użyciu wibromłota stając się źródłem drgań, które propagowały się, m.in. poprzez grunt ogródków w stronę zabudowy szeregowej przekazując się na budynki. Zdaniem powodów, zdarzenie z 6 grudnia 2002 (nazwane katastrofą budowlaną) przyczyniło się do powstania uszkodzeń w ich budynkach (przy ul. S. 21 i S. 11). Stąd roszczenia odszkodowawcze właścicieli do inwestora nowej zabudowy, w sąsiedztwie ich domów. Pomimo wielu opinii technicznych zajmujących się skutkami wspomnianej katastrofy, sąd miał wątpliwości w omawianej kwestii, stąd postanowienie sądu o skierowaniu do jednostki naukowej tj. Instytutu Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej zlecenia określającego zakres czynności do wykonania, jak na początku niniejszego punktu. Uwzględniając różne odległości budynków 21 i 11 od miejsca wbijanych elementów Larsena, ocenę wpływu zdarzenia z 6 grudnia 2002r. na w/w budynki przeprowadza się odrębnie.



Rys.1.

2. PODSTAWY OPRACOWANIA

2.1. Zlecenie sądu okręgowego w Krakowie; pisma z dnia: 22 stycznia 2008, 27 maja i 7 listopada 2008 oraz 15 stycznia 2009,

2.2. Akta sądowe zawarte w czterech tomach dotyczące łącznie dwóch spraw (z powodu dwu powództw), a w nich m.in.:

2.2.1. Opinia dotycząca stanu technicznego budynku przy ul. S. 21 w Krakowie po katastrofie budowlanej z grudnia 2002r. sporządzona w sierpniu 2004r. na zlecenie właścicieli budynku,

2.2.2. Opinia techniczna dotycząca stanu technicznego budynku przy ul. S.11 w Krakowie sporządzona w sierpniu 2004r. na zlecenie właścicieli budynku,

2.2.3. Orzeczenie techniczne dotyczące budynku mieszkalnego przy ul. S. 19 sporządzone w czerwcu 2004r. na zlecenie właścicieli budynku (nie będących powodami w sprawie),

2.2.4. Opinia techniczna w zakresie prawidłowości wykonania wykopów pod nowoprojektowaną zabudowę przy ul. S. w Krakowie, sporządzona w grudniu 2002r. na zlecenie Powiatowego Inspektoratu Nadzoru Budowlanego,

2.2.5. Opinia techniczna ustalenia przyczyn powstania katastrofy w grudniu 2002r. na budowie pozwanej oraz jej wpływu na powstanie uszkodzeń w budynkach powodów przy ul. S.21 i S.11 w Krakowie, sporządzona w kwietniu 2007r. na zlecenie Sądu Okręgowego w Krakowie oraz Opinia uzupełniająca z października 2007r,

2.2.6. „Opinia techniczna nr 10/2008 dotycząca ustalenia wpływu drgań na budynki przy ul. S. w Krakowie w trakcie zdarzenia, jakie miało miejsce w dniu 06.12.2002r." sporządzona w lutym 2008r. na zlecenie sądu (wydział karny),

2.2.7. Opinia techniczna dotycząca aktualnego stanu technicznego realizowanego budynku usługowo – mieszkalnego, sporządzona w październiku 2005r.

2.2.8. Dziennik budowy domku przy ul. S.21,
Każda z w/w opinii technicznych była sporządzona przez innego autora.

2.3. Wizje lokalne w budynkach przy ul. S.21 i S.11 oraz na terenie nowej budowy odbyte przez autorów opracowania. Ponadto w ekspertyzie wykorzystano szereg dokumentów odszukanych przez autora ekspertyzy:

2.3.1. Opinia w sprawie przyczyn katastrofy budowlanej przy ul. S. dotycząca budynków: 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 19, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 30 i 31 sporządzona na potrzeby policji przez (dwu) biegłych sądowych w listopadzie 2003r. (jeden ze stopniem inżyniera, drugi bez stopnia),

2.3.2. Opinia uzupełniająca do wydanej wcześniej opinii w sprawie przyczyn katastrofy budowlanej przy ul. S. z dnia 07.02.2007r. i ustosunkowanie się do treści zawartych w protokołach wyjaśnień podejrzanych i piśmie pełnomocnika z dnia 27.08.2004r. sporządzonej dla Prokuratury Rejonowej w listopadzie 2004r. przez biegłych sądowych,

2.4. Materiały z rozprawy sądowej, w szczególności pytania przewodniczącego składu sędziowskiego, jednego z powodów, trzech adwokatów i oskarżonego (łącznie 81 pytań) i odpowiedzi sporządzone przez biegłych sądowych (jak wyżej) dla wydziału karnego sądu rejonowego.

2.5. Normy, instrukcje i inne dokumenty:

2.5.1. Norma PN-85/B-02170, „Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki", opracowana w Instytucie Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej (prof. E. Maciąg jest współautorem tej normy),

2.5.2. Instrukcja ITB 348/98, Diagnostyka dynamiczna i zabezpieczenia istniejących budynków mieszkalnych przed szkodliwym działaniem drgań na właściwości użytkowe budynków, Warszawa 1998; autorzy: prof. prof. R. Ciesielski, J. Kawecki, E. Maciąg,

2.5.3. Książka: „Ocena wpływu wibracji na budowle i ludzi w budynkach (Diagnostyka dynamiczna) Wyd. ITB, Warszawa 1993, autorzy: prof. prof. R. Ciesielski, J. Kawecki, E. Maciąg,

2.5.4. Instrukcja ITB, Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów.

2.5.5. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002r.

2.6. Literatura

2.6.1. Dalmatow; Some cases of foundation settlement in driving sheeting and piles; Foundation Vibration; Conf. on Dynamics Earth Materials; USA; 1972, p.608-612,

2.6.2. Horodecki G. A.; Wpływ drgań wywołanych wbijaniem ścianki szczelnej na obiekty sąsiedzkie, X Sympozjum: Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle, Kraków, listopad 2003, str. 89-96,

2.6.3. Ciesielski R., Maciąg E.; Drgania drogowe i ich wpływ na budynki (książka), Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1980,

2.6.4. Badania i oceny szkodliwości drgań wzbudzanych wbijaniem pali fundamentowych i ścianek szczelnych dla budynków prowadzone w Instytucie Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej,

2.6.5. Lande G., Vibrationer i tjälad osh otjälad mark-mätningar i Őrebo, (Őrebo del 1), Drgania w zamarzniętym i niezamarzniętym gruncie – pomiary w Őrebo (cz. 1); (tłumaczenie ze szwedzkiego); Tra-Vi 4, UPTEC 8134 R TECHNIKUM, Instytute of Technology, Uppsala University, April 1981.

2.6.6. Richart F.E., Hall J.R., Woods R.D.; Vibrations of soil and foundations, Prentice – Hall, Inc., Englewood Clifs, New Yersey, 1970.

3. OPIS BUDYNKÓW PRZY UL. S.21 I S.11 ORAZ OPIS ICH USZKODZEŃ ZINWENTARYZOWANYCH W CZASIE WIZJI LOKALNYCH

3.1. Opis budynków przy ul. S.21 i S.11

Powyższe obiekty wzniesiono w 1996 r. Są to budynki dwukondygnacyjne bez podpiwniczenia z nieużytkowym poddaszem. Konstrukcję dachu budynków zaprojektowano i wykonano w formie drewnianych dźwigarów kratowych o rozpiętości 6,70m. Nad garażem zastosowano podobne rozwiązanie tj. drewniane dźwigary kratowe o rozpiętości 5,88 m.

„Strop" nad piętrem stanowi lekka konstrukcja z płyt gipsowo-kartonowych podwieszonych do dachowych drewnianych dźwigarów. Zastosowanie lekkiego „stropu" podwieszonego nad ostatnią kondygnacją i brak wieńców w tym poziomie skutkuje brakiem zesztywnień w płaszczyźnie poziomej. W konsekwencji takiego rozwiązania ściany nośne nie są ze sobą powiązane, a ściany działowe nie są związane ze stropem. Strop nad parterem – to monolityczna, żelbetowa płyta o grubości 12cm. Ściany budynków zaprojektowane i wykonane z ceramicznych pustaków grubości 19cm są związane w poziomie stropu nad parterem żelbetowym wieńcem. Ściany zewnętrzne mają 5 cm warstwę docieplającą oraz 12 cm warstwę elewacyjną z cegły kratówki. Grubość ścian zewnętrznych wynosi 37cm. Ściany fundamentowe zostały zaprojektowane jako betonowe, grubości 44 cm i wysokości 90cm. Ściany te zostały posadowione na ławach fundamentowych, ciągłych, kamiennych. Ławy pod ścianami zewnętrznymi mają szerokość 44 cm i wysokość 60 cm, a pod ścianami wewnętrznymi mają zróżnicowaną szerokość i wysokość 50cm.

3.2. Opis uszkodzeń w budynku 21

W ramach częściowego remontu powodowie/właściciele w części parteru odmalowali ściany. Wymienili okna. Zmianie uległo pokrycie dachu – ondulinę zastąpiono blachą trapezową. Budynek został też ocieplony, zatem część wcześniej zinwentaryzowanych uszkodzeń (przez biegłych sądowych) takich jak zarysowania ścian, odspojenia okien, nie były teraz widoczne.

W poziomie I.p widocznych jest kilka pęknięć ścian wewnętrznych 5-6cm poniżej stropu lub niżej w sąsiedztwie otworów drzwiowych na całą grubość ścian, o długości 100÷150 cm. Na ścianach przy sąsiednich segmentach występują odspojenia na styku sufit-ściana. W przejściu z korytarza do pokoju – poziome pęknięcie przy podłodze po obu stronach drzwi – na całą grubość ścianki. Ściana zewnętrzna od strony wbijanych Larsenów jest poziomo zarysowana na wysokości ok. 1,5m od okna do naroża. W poziomie parteru widoczne są poziome pęknięcia podstropowe ścian od strony sąsiednich segmentów na całej długości. Na ścianie zewnętrznej od strony wbijanych Larsenów zarysowany jest tynk obok okna. Na ścianie działowej między kuchnią a salonem są pionowe rysy na długości ok. 100cm i pozioma rysa podstropowa na całej długości ścianki.

W garażu usytuowanym od strony ulicy i stanowiącym jedną bryłę z budynkiem mieszkalnym widoczne jest pęknięcie na posadzce na całej szerokości pomieszczenia.

W zinwentaryzowanych uszkodzeniach na rzutach parteru i piętra budynku 21 (por. poz. 2.3.1 i 2.3.2) widać, że są one zlokalizowane głównie od strony wykopu i wbijanych grodzic. Biegli sądowi robiąc inwentaryzację uszkodzeń budynku na potrzeby policji założyli wiele szkiełek kontrolnych. W czasie naszych oględzin stwierdziliśmy, że szereg szkiełek odpadło, a część pozostaje bez zmian dowodząc braku narastania pęknięć i rys.

3.3. Opis uszkodzeń w budynku 11

Poziom I.p. Ściana wewnętrzna między korytarzem a łazienką jest zarysowana na wysokości drzwi (do łazienki) i poniżej – ok. 1,2m nad podłogą; ściana wewnętrzna między korytarzem a pokojem - zarysowana pomiędzy drzwiami do pokoi na wysokości 1,2 i 0,7m; ścianka między pokojem a łazienką – zarysowana. W pokoju przy klatce schodowej są pęknięcia przy ościeżach okna i rysy na parapecie. W łazience są rysy na płytkach podłogowych. Na elewacji ściany (od strony ogródka) na wysokości okna: w jego dolnej części są rysy w kierunku drzwi balkonowych.

Poziom parteru. W salonie na ścianie zewnętrznej występuje pozioma rysa w wyprawie malarskiej poniżej stropu i pionowa rysa od ok. 1m (od podłogi) do sufitu; są zarysowania i odspojenia przy ościeżnicy drzwi wyjściowych do ogródka i okna kuchennego. Na ścianie wewnętrznej (od strony salonu) ok. 30cm poniżej stropu jest rysa na wyprawie malarskiej. W pomieszczeniu traktowanym jako gospodarcze: na ścianie wewnętrznej od strony wejścia są zarysowania tynku, a na ścianie zewnętrznej są rysy poziome i pionowe przy oknie oraz pęknięcia i rysy na płytkach podłogowych. W garażu na ścianie wspólnej z sąsiadem jest rysa na tynku. Na tarasie część płytek ceramicznych uległa odspojeniu. Naklejone na rysach w budynku szklane płytki kontrolne nie wykazują zmian.

4. OCENA WPŁYWU ROBÓT BUDOWLANYCH PROWADZONYCH PRZY REALIZACJI BUDYNKU USŁUGOWO – MIESZKALNEGO NA STAN ZACHOWANIA BUDYNKÓW PRZY UL. S. 21 I S. 11

4.1. Ocena wpływu drgań na budynek przy ul. S. 21

Bezpośrednią przyczyną zdarzenia z dnia 06.12.2002, nazywanego katastrofą budowlaną, było wbijanie elementów Larsena u dołu pionowej niezabezpieczonej obudową skarpy głębokiego wykopu (ok. 5 m), którego górna krawędź znajdowała się w odległości ok. 9 m od budynku 21. Mniej więcej w tej samej odległości od linii wbijanych elementów Larsena znajdowały się budynki 23 i 19. Tylko nieco dalej od najbliższego elementu Larsena znajdował się budynek 17. Odległość budynku przy ul. S.11 od najbliższego wbijanego elementu Larsena wynosiła ok. 31,5 m, a więc była dużo większa niż od budynku 21. Stąd uzasadniona jest odrębna ocena wpływu zdarzenia z 6 grudnia 2002 na budynek 21 i na budynek 11.

Samo wykonanie szerokoprzestrzennego głębokiego wykopu (ok. 5 m) z pionową nieobudowaną skarpą w licu ogrodzenia działki budynku przy ul. S. 21 tj. w odległości ok. 9 m od tego budynku (bez oddziaływania drgań od wbijanych elementów Larsena) mogło przyczynić się do pojawienia się tzw. wpływów wtórnych, to jest strefy, w której występujące przemieszczenia podłoża mogą powodować uszkodzenia elementów niekonstrukcyjnych budynku, rzutujące na jego warunki użytkowalności, nie zagrażające jednak nośności budynku (por. 2.5.4 i 2.5.5 niniejszego opracowania).

Budynek mógł doznać osiadania od strony południowej (od strony wykopu). Osiadłby więc nierównomiernie, co mogło skutkować pojawieniem się w nim uszkodzeń. Powyższe jest jeszcze bardziej prawdopodobne, jeśli się uwzględni, że w bliskiej odległości od budynku 21 (ok. 9 m) wbijano elementy Larsena (17 sztuk na odcinku ok. 20 m). Wbijanie tych elementów wzbudzało drgania gruntu, co powodowało zagęszczenie gruntu, w tym pod fundamentami

budynku. To zagęszczenie gruntu mogło być nawet pod całym budynkiem 21, ale głównie pod jego częścią południową, co prowadzi do nierównomiernego osiadania obiektu. Dokładne sprawdzenie pionowości budynku mogłoby ewentualnie wykluczyć nierównomierne jego osiadanie. Pozwany/inwestor w przypadku stwierdzenia nierównomiernego osiadania, mógłby zakładać, że budynek ten osiadł nierównomiernie przed wykonaniem wykopu w sąsiedztwie. Taką sytuację można by rozpatrywać tylko w tym przypadku, gdyby przed rozpoczęciem wykopu w sąsiedztwie wykonano geodezyjne pomiary budynku 21 (na wniosek i koszt inwestora nowego budynku) i zaobserwowano by takie nierównomierne osiadanie budynku. Takich pomiarów nie było, więc ewentualne nierównomierne osiadanie budynku należy przypisać pracom związanym z nową budową w sąsiedztwie budynku 21 (por 2.5.5).

Na skutek wbijania elementów Larsena nastąpiło osunięcie bryły gruntu (powyżej płaszczyzny poślizgu), która pociągnęła za sobą podmurówkę z ogrodzeniem z działki budynku 21 na długości ok. 6 m i podmurówki na odcinku ok. 2 m z działki budynku 23. Wbijanie elementów Larsena odbywało się za pomocą wibromłota. Na podstawie danych uzyskanych przez nas, z firmy Hamer, wynika że wbijanie elementów Larsena odbywało się z amplitudą 8 mm i z częstotliwością 38 Hz. Poziom (intensywność) wzbudzanych drgań w trakcie wbijania grodzic zależy m.in. od rodzaju gruntu, w który wbijane są te elementy. Elementy Larsena wbijane były u dołu skarpy (w poziomie posadowienia budynku wielorodzinnego - usługowego), a więc w grunt nośny; inaczej zresztą nie spełniałyby, chociaż spóźnionego, zamierzonego celu – stanowić podparcie (obudowę) ściany wykopu. Wbijanie grodzic w nośny grunt, a więc dość wytrzymały grunt powoduje wzbudzanie intensywniejszych drgań niż w słaby (zdaniem biegłych sądowych (por. p.2.3.1; 2.3.2 i 2.4) był to słaby grunt nasypowy). Zarówno w aktach sądowych jak również w innych materiałach uzyskanych przez autora opracowania, a dotyczących omawianej sprawy, nie natrafiono na informacje dotyczące rodzaju i stanu gruntów w skarpie i podłożu wykopu.

Zdaniem biegłych sądowych, w tamtejszym gruncie pod wpływem drgań i wstrząsów doszło do upłynnienia, a nawet przejście gruntu w stan płynny. Takie chwilowe zjawiska są możliwe w bardzo małym otoczeniu dolnego przekroju elementu Larsena, gdy grunt osiąga granicę plastyczności. Nie ma to żadnego praktycznego znaczenia. Gdyby grunt ulegał upłynnieniu na większą skalę, to tylko w bezpośrednim sąsiedztwie dolnej części wbijanego elementu i wbijany element wchodziłby w grunt jak w „masło" i nie wzbudzał żadnych drgań, a wbite elementy nie spełniłyby zamierzonego celu. Zjawiska upłynnienia gruntu (liquefaction) zdarzają się sporadycznie przy bardzo silnych trzęsieniach ziemi i to tylko w określonych warunkach górotworu; ale to zjawisko nie ma żadnego odniesienia do problemu drgań wzbudzanych przy wbijaniu elementów Larsena.

W świetle naszych badań doświadczalnych w skali naturalnej (w warunkach polowych) – por. p. 2.6.4 oraz literatury krajowej i zagranicznej (np. p. 2.6.1, 2.6.2, 2.6.3) składowe poziome drgań gruntu wzbudzane wbijaniem elementów Larsena propagują się od źródła drgań tj. miejsca wbijania elementu Larsena w ośrodku gruntowym wg następującego prawa:

$$a_r = k \cdot r^{\beta} \qquad (1)$$

gdzie: a_r – przyspieszenie drgań gruntu w odległości r od źródła drgań,
r – odległość od źródła drgań do miejsca, w którym chcemy określić poziom drgań,
k i β – parametry określane metodami regresji liniowej (na podstawie danych pomiarowych).

Po dobraniu parametrów, w tym przypadku na podstawie danych z literatury i badań własnych, wzór (1) przyjmuje postać (2):

$$a_r = 850\ r^{-0,5} \tag{2}$$

W odległości r = 9,0 m – odległość od najbliższych elementów Larsena do budynku 21, z wzoru (2) otrzymujemy:

$$a_r \approx 280 mm / s^2 \tag{3}$$

Są to spodziewane, prognozowane składowe poziome drgań gruntu przy budynku. Składowe pionowe są jeszcze intensywniejsze o ok. 50%.

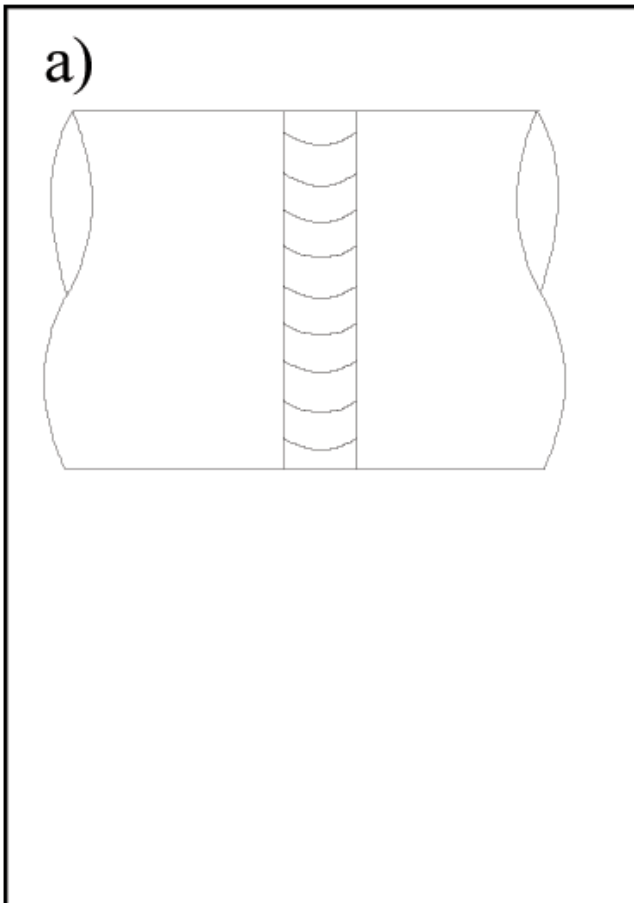
Uprzednio już wymienieni biegli sądowi zakładali, że drgania były wzbudzane w gruncie zamarzniętym, co miało, ich zdaniem, wpływ na zwiększoną intensywność wywołanych drgań. Należy wyjaśnić, że tak nie jest; tak się może intuicyjnie wydawać, ale intuicja w zagadnieniach dynamicznych zawodzi (por. p.2.6.3; 2.6.5). W zamarzniętym gruncie drgania propagują się z większą prędkością, ale ich intensywność jest nawet nieco mniejsza niż w tym samym gruncie niezamarzniętym.

Wbrew sugestii autora „Opinii technicznej nr 10/2008" (por. p. 2.2.6), że woda zgromadzona w podłożu (jego zawilgocenie) wpływa intensyfikująco na drgania generowane przez wibromłot, trzeba dodać, że woda w gruncie nie wpływa na wzrost intensywności propagowanych drgań, bowiem nie przenosi fal ścinających S, a praktycznie także drgań Rayleigh`a, a te są najintensywniejsze (por. p. 2.6.6). Woda przenosi fale objętościowe (zw. też dylatacyjnymi, falami P), ale te są najmniej intensywne, wpływa zaś na prędkość propagowanych fal, ale jest to już inne zagadnienie.

Z kolei fakt wbijania elementów Larsena przy ścianie wykopu powoduje wzbudzanie wyższego poziomu drgań w naruszonym górotworze niż gdyby to wbijanie grodzic odbywało się z powierzchni przed wykonaniem wykopu. Przyspieszenie drgań obliczone wg wzoru (1) i (2) (wartość wg relacji (3)) zostało wyznaczone przy założeniu nienaruszonego górotworu. Uwzględniając zaistniałą sytuację, należy przyjąć, że w gruncie w sąsiedztwie budynku 21, w trakcie wbijania grodzic poziom drgań był wyższy niż 280 mm/s^2 nawet o kilkanaście procent.

Do oceny szkodliwości drgań parasejsmicznych dla budynków, a takimi są drgania wzbudzane wbijaniem elementów Larsena, stosujemy normę PN-85/B-02170 (por. p. 2.5.1). Do przybliżonej oceny szkodliwości drgań dla pewnej klasy budynków (por. p. 2.5.1) służą skale SWD-I i SWD-II zawarte w w/w normie. Omawiany budynek przy ul. S. 21 kwalifikuje się do oceny wg skali SWD-I. Do oceny szkodliwości drgań wg skal SWD należy przyjmować drgania wyznaczone lub prognozowane w budynku w poziomie otaczającego terenu lub poniżej na fundamentach lub ścianach piwnic (jeśli budynek jest podpiwniczony). Na styku podłoże gruntowe-fundament budynku drgania przekazujące się z gruntu na budynek ulegają modyfikacji, w tym przypadku mogły ulec pewnej redukcji ich maksymalne amplitudy, częstotliwości pozostawały bez zmian. Im większy i masywniejszy jest budynek, na który przekazują się drgania z gruntu, tym większa może być ich redukcja. W omawianym przypadku analizowany obiekt jest małym budynkiem i redukcja maksymalnych amplitud drgań gruntu może wynosić kilka do kilkunastu procent. Mając pomierzone lub prognozowane (tak jest w omawianym tu przypadku) drgania gruntu przy budynku, dokonuje się pewnej redukcji ich maksymalnych amplitud. W prognozie

drgań gruntu o wartości 280 mm/s^2 pominęliśmy spodziewaną zwiększoną intensywność drgań gruntu z uwagi na wbijanie elementów Larsena w naruszony górotwór. Zakładamy, że mniej więcej w tym samym stopniu miał miejsce spadek intensywności drgań gruntu na styku podłoże gruntowe-fundament budynku i do oceny szkodliwości drgań budynku przy ul. S. 21 przyjmujemy $a_{max} \approx 280$ mm/s^2 z częstotliwością 38 Hz. Stosując w ocenie szkodliwości drgań dla budynku 21 skalę SWD-I normy PN-85/B-02170 i uwzględniając wyżej określone parametry drgań widać, że – por. rys.2 przedstawiający skalę SWD-I, przyjęte do oceny szkodliwości parametry drgań budynku mieszczą się w III strefie tej skali. Drgania takie należy ocenić jako szkodliwe dla budynku 21, które powodują lokalne zarysowania i spękania, przez co osłabiają konstrukcję budynku i zmniejszają jego nośność oraz odporność na dalsze wpływy dynamiczne; może nastąpić odpadanie wypraw i tynków. Ten rodzaj uszkodzeń miał miejsce w analizowanym budynku. Tak więc same drgania od wbijanych Larsenów (bez ewentualnego wpływu nierównomiernego osiadania budynku) były wystarczającą przyczyną powodującą zaobserwowane uszkodzenia budynku 21. Jednocześnie dodajemy, że obecny stan techniczny budynku 21, pomimo zaistniałych uszkodzeń, nie stanowi zagrożenia mieszkańcom w jego eksploatacji, jednak stwarza dyskomfort w jego użytkowaniu.



Rys. 2.

Odrębnej oceny wymagają składowe pionowe drgań. Przyjmując, że są o ok. 50% większe niż składowe poziome radialne, prognozuje się, że $a_{max} \approx 440$ mm/s2. Takie pionowe przyspieszenie drgań budynku stanowiące ok. 4,5% ciężaru własnego i obciążenia użytkowego (na skutek pionowego ruchu budynku) nie powinno powodować uszkodzeń jego elementów nośnych (np. stropu parteru), jeśli został prawidłowo zaprojektowany i wykopany.

„Strop" I piętra jest bardzo lekki i z uwagi na drgania, szczególnie poziome było to korzystne, zaś niekorzystny był brak żelbetowego wieńca. W „stropie" tym dolne pasy drewnianych kratownic dachowych są wystarczająco odporne na prognozowane drgania pionowe. Sufitowe płyty kartonowo-gipsowe, jako elementy wykończeniowe uległy uszkodzeniom zarówno na skutek drgań pionowych, jak i poziomych. Wszystkie uszkodzenia tarasu przy budynku zostały spowodowane drganiami wzbudzanymi wbijaniem elementów Larsena i deformacją podłoża pod nim.

4.2. Ocena wpływu drgań na budynek przy ul. S.11

Wykonanie głębokiego wykopu z nieobudowaną skarpą przy ogrodzeniu działki budynku przy ul. S. 11 w odległości ok. 7,5m od tego budynku, mogło przyczynić się do pojawienia tzw. wpływów wtórnych tj. strefy, w której występujące przemieszczenia podłoża mogą powodować uszkodzenia elementów niekonstrukcyjnych, wykończeniowych budynku, rzutujące na jego warunki użytkowalności, nie zagrażające jednak nośności budynku (por. p. 2.5.4 i 2.5.5 niniejszego opracowania).

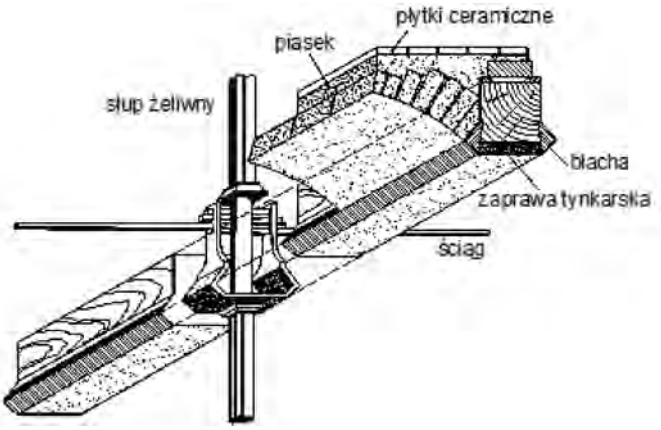
Budynek mógł doznać osiadania od strony południowej (od strony wykopu), osiadłby więc nierównomiernie, co mogło skutkować pojawieniem się w nim uszkodzeń. Jest mało prawdopodobne, aby wbijanie elementów Larsena powodowało zagęszczenie gruntu pod budynkiem 11, co mogło mieć miejsce w przypadku budynku 21. Odległość najbliższego wbijanego elementu Larsena od budynku 11 wynosiła ok. 31,5m. Każdy następny element Larsena (z 17 wbitych) znajdował się jeszcze o 1,0 m dalej od budynku 11. Skrajny najdalszy element Larsena był w odległości ok. 50 m od budynku 11. Natomiast kilka najbliższych elementów Larsena, względem budynku 11, mogło rozluźnić grunt (wobec niezabezpieczonej albo niewystarczająco obudowanej skarpy) w ogródku budynku 11 powyżej płaszczyzny poślizgu i powodować mało widoczne osuwanie się powierzchniowej warstwy gruntu skarpy i ogródka. Takie przemieszczenia sięgające do budynku i pod budynek 11 mogły powodować jego nierównomierne osiadanie.

Technologię wbijania grodzic (elementów Larsena) oraz prognozowany poziom drgań wzbudzanych wbijaniem tych elementów omówiono w p. 4.1. Posługując się wzorem (2) obliczono prognozowany poziom drgań gruntu przy budynku 11 tj. w odległości ok. 31,5m od najbliższego elementu Larsena, bo od niego należało się spodziewać najintensywniejszych drgań gruntu przy budynku 11. Na podstawie (2) jest:

$$a_{r=31,5} \approx 850 \cdot 31,5^{-0,5} \approx 150 \text{mm} / \text{s}^2 \qquad (4)$$

Są to maksymalne prognozowane składowe poziome drgań gruntu przy budynku 11. Składowe pionowe drgań gruntu są większe o ok. 50%. Uwzględniając możliwy zwiększony poziom drgań na skutek wbijania grodzic w grunt naruszony i spodziewaną redukcję maksymalnych amplitud drgań gruntu na styku podłoże gruntowe – fundament budynku (por. p. 4.1), do oceny szkodliwości drgań budynku przy ul. S. 11 przyjmujemy $a_{max} \approx 150$ mm/s^2 z częstotliwością 38 Hz. W przybliżonej ocenie szkodliwości drgań dla budynku 11 stosuje się skalę SWD-I normy

PN-85/B-02170. Uwzględniając wyżej określone parametry drgań na skali SWD-I (por. rys.3) widać, że przyjęte do oceny szkodliwości parametry drgań budynku mieszczą się w górnej części II strefy tej skali. Drgania takie należy ocenić jako odczuwalne przez budynek, ale nieszkodliwe dla konstrukcji; mogą pojawić się pierwsze rysy w wyprawach i tynkach, w szczególności przy ościeżnicach otworów okiennych i drzwiowych. I takie uszkodzenia zaobserwowano w budynku 11. Mówi się, że takie drgania mogą uszkadzać elementy wykończeniowe budynku. Tego rodzaju uszkodzeniom uległ też taras przy budynku i balkon I p. Ocenę szkodliwości składowych drgań pionowych dokonano przyjmując, że są one ok. 50% większe niż składowe poziome radialne, prognozuje się, że $a_{z\,max} \approx 230$ mm/s^2. Takie pionowe przyspieszenia drgań budynku stanowią ok. 2,3% przyspieszenia ziemskiego. Dodatkowe obciążenie (dynamiczne) konstrukcji budynku o ok. 2,3% (ciężaru własnego i obciążenia użytkowego) na skutek pionowego ruchu budynku nie powinno powodować uszkodzeń jego elementów nośnych (np. stropu parteru, jeśli został prawidłowo zaprojektowany i wykonany).



Rys. 3.

„Strop" I piętra jest bardzo lekki i z uwagi na drgania, szczególnie poziome było to korzystne, zaś niekorzystny był brak żelbetowego wieńca. W „stropie" tym dolne pasy drewnianych

kratownic są wystarczająco odporne na drgania pionowe. Sufitowe płyty kartonowo-gipsowe, jako elementy wykończeniowe mogły ulec odspojeniem zarówno na skutek drgań pionowych jak i poziomych.

5. WNIOSKI KOŃCOWE

5.1. W trakcie robót ziemnych pod nowy obiekt wykonano głęboki wykop (ok.5,0m) z pionową skarpą licując ją z ogrodzeniem posesji domków szeregowych. Skarpa nie była zabezpieczona. W trakcie wbijania, w dolnej części skarpy, elementów Larsena mających stanowić zabezpieczenie skarpy nastąpiło oberwanie skarpy, osunięcie ziemi z ogrodu w stronę wykopu. Górna krawędź wykopu jak i elementy Larsena znajdowały się w odległości 9,0m od budynku przy ul. S. 21. Wbijanie elementów Larsena odbywało się wibracyjnie przy użyciu wibromłota stając się źródłem drgań propagujących się w stronę zabudowy i przekazując się na budynek 21. Tak wzbudzone drgania spowodowały powstanie licznych uszkodzeń (w tym i konstrukcyjnych) w budynku 21.

5.2. Wykonanie głębokiego wykopu z pionową skarpą przy ogrodzeniu działki budynku przy ul. S.11 w odległości ok. 7,5m od tego budynku, poprzez tzw. wpływy wtórne oraz drgania wzbudzane wbijaniem elementów Larsena, łącznie spowodowały pojawienie się licznych uszkodzeń elementów niekonstrukcyjnych (wykończeniowych) budynku 11. Budynek 11 podlegał znacznie mniej intensywnym drganiom niż budynek 21 z uwagi na większą odległość tego obiektu od wbijanych elementów Larsena.

5.3. Wszystkie uszkodzenia budynków 21 i 11 traktuje się jako skutek prac prowadzonych przez inwestora nowego obiektu. Skoro przed rozpoczęciem prac ziemnych pod nowy obiekt nie wykonano inwentaryzacji najbliższych budynków szeregowej zabudowy (co w świetle przepisów, uwzględniając gęstą zabudowę, należało na koszt inwestora wykonać), to nie można zakładać, że w/w budynki miały jakiekolwiek uszkodzenia przed katastrofą, bo nie da się tego udowodnić.

5.4. Rozpoczęcie wbijania elementów Larsena należało poprzedzić analizą możliwości wykonywania prac wibracyjnych prowadzonych przy wbijaniu elementów Larsena w tamtejszych warunkach, uwzględniając przede wszystkim małą odległość od linii Larsenów do domków zabudowy szeregowej i fakt wzbudzania intensywnych drgań przy wbijaniu takich elementów. Taką analizę mogliby wykonać tylko eksperci specjalizujący się w zagadnieniach dynamiki budowli.

5.5. Analizę wpływu prac budowlanych pod nowy obiekt na powstanie uszkodzeń w budynku przy ul. S. 21 i S. 11 przedstawiono w p.3, 4.1 i 4.2 niniejszej ekspertyzy technicznej.

EVALUATION OF THE INFLUENCE OF VIBRATIONS INDUCED BY DRIVING OF SHEET PILES ON THE BEHAVIOUR OF NEIGHBOURING BUILDINGS.

Jerzy SENDKOWSKI[1]
Anna TKACZYK[2]
Łukasz TKACZYK[3]

ROZPOZNANIE JAKO PODSTAWA PROJEKTOWANIA GEOTECHNICZNEGO

STRESZCZENIE

Przedmiotem referatu są przypadki niedostatecznego rozpoznania geotechnicznego podłoża gruntowego pod posadowienie wybranych obiektów budowlanych i wygenerowane z tego tytułu skutki, powstałe na etapie przygotowywanego i przeprowadzanego procesu budowlanego.

SŁOWA KLUCZOWE: rozpoznanie geotechniczne, złożone i skomplikowane warunki gruntowe, projektowanie geotechniczne

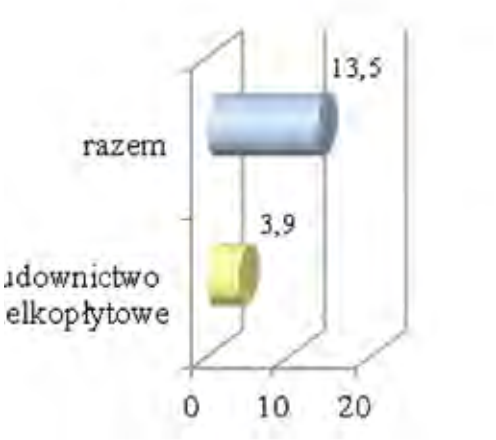
Prezentowana praca jest publikacją z zakresu geotechniki w obszarze wdrażania Eurokodów. Podstawy rozpoznania geotechnicznego wg aktualnych przepisów omawiają liczne publikacje, najbardziej przydatne, mające aktualne zastosowanie podano w zestawieniu biograficznym [1]-[5]. Ważne z punktu widzenia rozpoznania podłoża gruntowego to stosowanie się do wymogów rozporządzenia[4], oraz posługiwanie się PN-EN 1997-1 i 1997-2.

[1] dr inż. Jerzy SENDKOWSKI, biuro[at]ankra.pl, Biuro Budowlane ANKRA sp. z o.o., Kielce
[2] mgr inż. Anna TKACZYK, anna_tkaczyk[at]wp.pl, Biuro Budowlane BAUKO s.c., Kielce
[3] mgr inż. Łukasz TKACZYK, tklukasz[at]wp.pl, Biuro Budowlane BAUKO s.c., Kielce

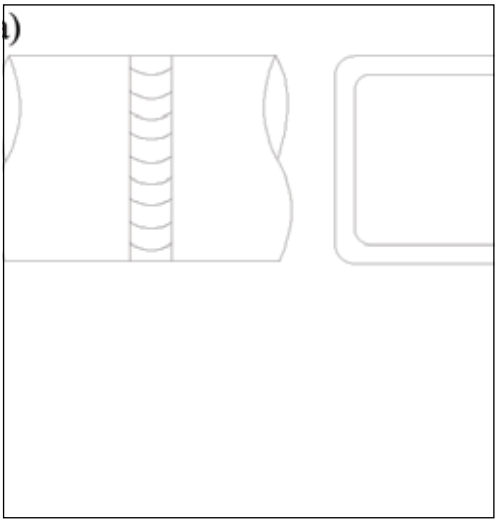
[4] § 4. 2 ppkt.3. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej, poz. 463 w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012 r.

1. PRZYKŁADY NIEDOSTATECZNEGO ROZPOZNANIA GEOTECHNICZNEGO

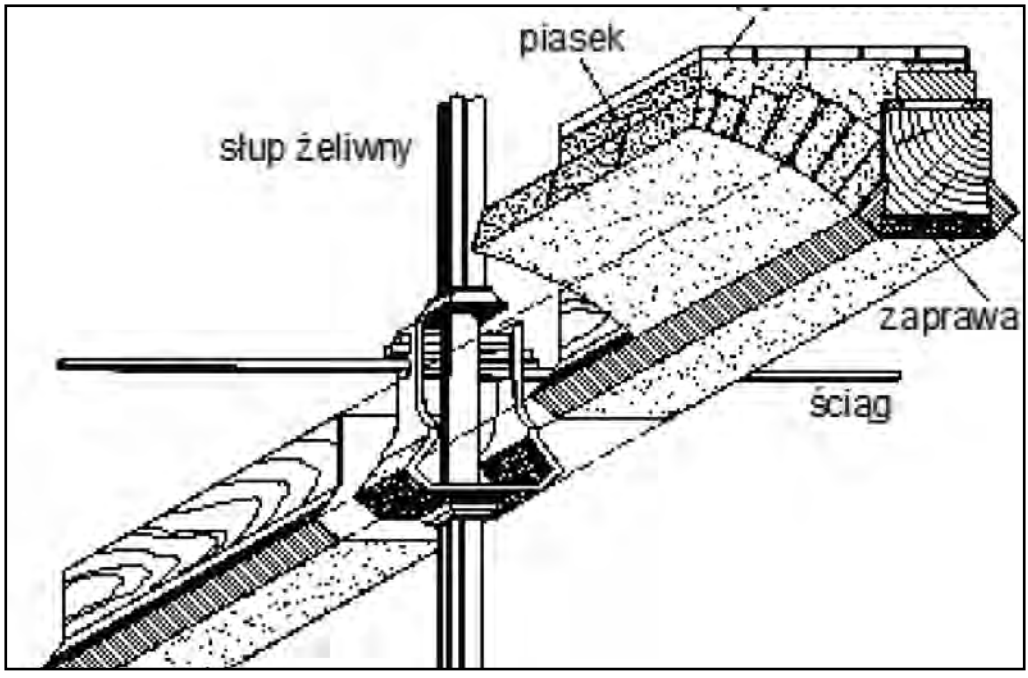
Pierwszym przykładem jest niedostateczne rozpoznanie podłoża pod planowaną budowę wieży telefonii komórkowej o wysokości 50m z projektowanym fundamentem bezpośrednim w kształcie sześciokąta o boku 6.0m, posadowionej 3.00m poniżej poziomu terenu, na płycie fundamentowej grubości 0.6m. Dla przedmiotowej inwestycji sporządzono przez geologa „Opinię geotechniczną do projektu posadowienia stacji bazowej telefonii komórkowej". Opinię sporządzono na podstawie badania w wykopie o głębokości 2.0m, który następnie przegłębiono jeszcze do głębokości 3.5m. Całkowita głębokość wykopu wynosiła 5.5m. Rozpoznanie przebiegało w zróżnicowanych warunkach gruntowo – wodnych, w niekorzystnych warunkach geologiczno-inżynierskich. Na podstawie wykonanego wykopu stwierdzono występowanie do głębokości 1.0m twardoplastycznych iłów w stanie zwięzłym. Poniżej: do głębokości 2.0m zalegają półzwarte zwietrzeliny ilaste z większymi fragmentami piaskowca i łupka; do głębokości 3.8m zalegają półzwarte szare zwietrzeliny ilaste łupka z niewielkimi kawałkami piaskowca, a od głębokości 3.8m do 4.2m występują duże fragmenty skały piaskowca i łupka. Spod tych fragmentów sączyła się woda. Poniżej, do głębokości 5.5m leży ciemnoszara zwietrzelina ilasta łupka z fragmentami łupka ilastego. Warstwę tą scharakteryzowano, jako zróżnicowaną pod względem stopnia plastyczności. Występują tu plastyczne i twardoplastyczne iły, wśród których znajdują się twarde fragmenty łupka ilastego. Stwierdzone występowanie w wykopie, wyżej scharakteryzowanych gruntów, wskazują na występowanie koluwium. Warunki gruntowe zaliczono do warunków złożonych. Wskazano, że w związku z dużym nachyleniem stoku w kierunku zachodnim, występowaniem sączeń wody w zwietrzelinach ilastych oraz miejscowym uplastycznieniem zwietrzelin ilastych łupka w poziomie -4.2 do -5.5, oraz pod wpływem obciążenia stoku fundamentem z wieżą może wytworzyć się płaszczyzna poślizgu i wystąpić osunięcie się mas gruntów w kierunku zachodnim. Wskazano na duże prawdopodobieństwo powstania takiego osunięcia. Na rysunku 1 pokazano miejsce posadowienia wieży telefonii komórkowej, a na rysunku 2 pokazano model geologiczny wg wstępnej opinii geotechnicznej, opracowanej przez geologów. Na rysunku 3 pokazano dane do projektu geotechnicznego uzyskane wg rozpoznania wstępnego, opracowane przez geologów. Na podstawie sporządzonej opinii geotechnicznej opracowanej przez geologów, opracowanego projektu budowlanego i uzyskanego pozwolenia na budowę przystąpiono do realizacji inwestycji. Roboty budowlane rozpoczęto od prac przygotowawczych i wykonywania wykopu pod fundament. W czasie robót ziemnych wnikliwy kierownik budowy zauważył sączenia, przewarstwienia w podłożu gruntowym i wniósł o rewizję posadowienia fundamentu. Budowę wstrzymano. Przeprowadzono badania i rozpoznanie uzupełniające na wniosek geotechnika, praktycznie już po rozpoczęciu budowy i wykonaniu około 50% robót ziemnych pod posadowienie fundamentu wieży. Dodatkowe rozpoznanie polegało na ustaleniu granicy poślizgu i określeniu warstwy stabilnej. Na rysunku 4 zamieszczono wyniki obserwacji przyległego terenu, które to były podstawą do wstrzymania prac budowlanych przez kierownika budowy.



Rys. 1. Mapa i miejsce posadowienia wieży telefonii komórkowej



Rys. 2. Model geologiczny podłoża wg wstępnej opinii geotechnicznej



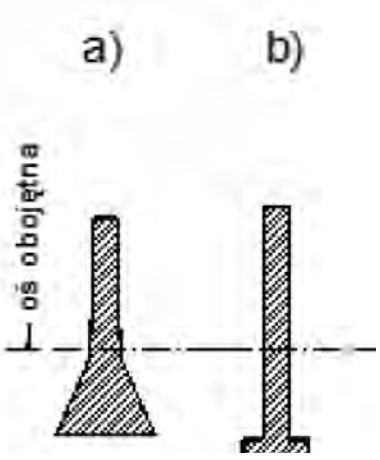
Rys. 3. Dane do projektu geotechnicznego posadowienia wieży telefonii komórkowej wg rozpoznania wstępnego

Rys. 4a. Ogólny widok terenu (odkształcenia i uszkodzenia nawierzchni drogowej)

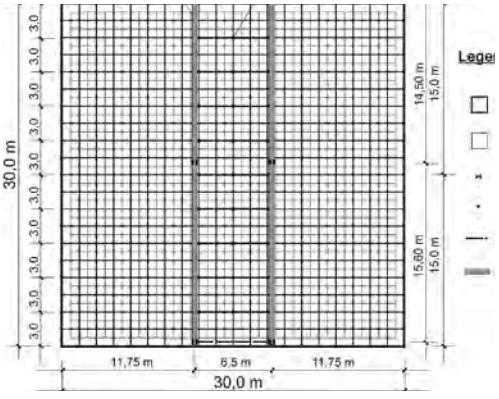
Rys. 4b. Widok aktywnego koluwium (odkształcenia i uszkodzenia nawierzchni drogowej)

Rys. 4c. Widok aktywnego koluwium (uszkodzenia słupa energetycznego i sposób jego naprawy)

Rys. 4d. Widok objawów tzw. „pijanego lasu" wskazującego na aktywne koluwium i spełzywanie wierzchnich warstw



Rys. 5. Dane do modelu geologicznego podłoża wg badań uzupełniających



Rys. 6. Wycinki map geologicznych Polski przedmiotowego obszaru

Objaśnienia:

Holocen/plejstocen (nierozdzielony): k – koluwium (oznaczenie własne);

Paleogen – eocen: łPg2 – łupki pstre;

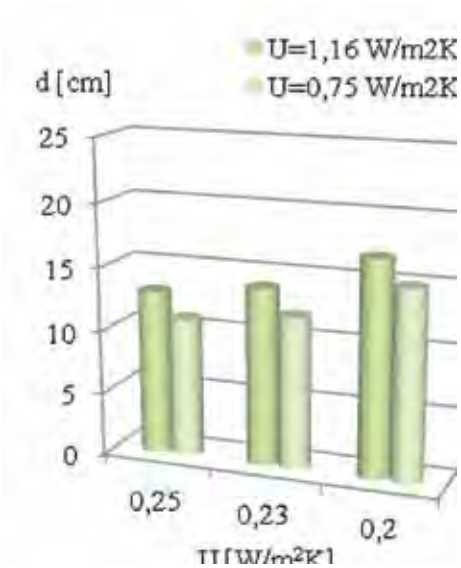
Kreda górna i dolna (nierozdzielona): gKa+c – gezy (warstwy gezowe górne)

Kreda dolna: wKb+at – łupki wierzchowskie (kreda dolna), *g*Kh–at – piaskowce i łupki – warstwy grodzickie

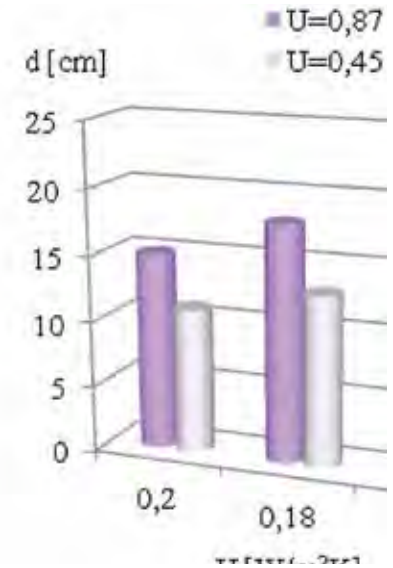
Wstępna opinia geotechniczna była bardzo wartościowa, ale nie dostarczyła wszystkich informacji potrzebnych do prawidłowego posadowienia wieży. Dla projektanta geotechnika ważny jest charakter i kierunek wymuszeń wyrażony w oddziaływaniach działających na budowlę. Tutaj wymuszenia są (i będą) powodowane siłami masowymi przez dwa czynniki. Jednym jest spełzywanie lokalnego koluwium w kierunku zachodnim, zaś drugim – orogeneza alpejska napierająca na cały górotwór z południa w kierunku północnym. Używając nazw tektonicznych wyższego rzędu; Karpaty Zewnętrzne napierają i nasuwają się na Zapadlisko Przedkarpackie. Problem w tym przypadku jest o tyle poważny, że granica nasunięcia głównych jednostek tektonicznych przebiega wzdłuż linii północnej rozciągłości warstw grodzickich (gKh-at na rys. 6). Tym samym koluwium, którego genezę można wiązać z ciekiem płynącym południkowo na zachodzie, jest prawie na pewno także zaangażowane w tektonikę procesów orogenicznych ww. nasunięcia karpackiego. Budowa geologiczna jest bardzo skomplikowana, co widać, bo nawet liczni autorzy map (rys. 6 oraz mapa odkryta tutaj niezałączona) nie zdołali miejscami rozdzielić utworów kredy dolnej od górnej (gKh-ac). Nie sposób wiarygodnie wniknąć głębiej w istotę zjawisk geomechanicznych w podłożu nie uzupełniając badań. Trzeba, bowiem odpowiedzieć na pytania, czy projektowane pale będą głównie ścinane, czy też zespolą się z heterogenicznym (prawdopodobnie słabym?) materiałem skalnym i w sposób kontrolowany będą podlegały nieuniknionym przemieszczeniom w tym terenie. Procedura w takich sytuacjach jest typowa, jak dla klasycznych osuwisk. Wierci się otwory rdzeniowe. Zwykle w takich skałach wierci się je rdzeniówką 112 mm. Wskazana jest podwójna rdzeniówka, ale to może okazać się zbyt kosztowne. Pozostaje oszacowanie głębokości badania. Otóż koluwia (materiał allogeniczny) w tym terenie mają miąższość rzędu 10 m jest, więc szansa, że otworami o głębokości ok. 15 m wejdzie się w masyw kredowy. Dodatkowe rozpoznanie podłoża gruntowego przy udziale geotechnika przeprowadzono, ustalono hipotetyczną linię poślizgu (rys. 5 i 6). Oszacowano oddziaływanie koluwium na pale. Opracowano projekt geotechniczny posadowienia wieży. Wykonano rewizję projektu budowlanego posadowienia wieży, dokonano modyfikacji posadowienia fundamentu z zastosowaniem grupy pali wierconych.

Drugim przykładem jest niedostateczne rozpoznanie podłoża gruntowego pod budowę konstrukcji strunobetonowej typu „Pfleiferer" o wysokości 40m, wg szkicu pokazanego na rysunku 7. Teren przeznaczony pod projektowaną wieżę, to wysypisko odpadów materiałów budowlanych. Wg informacji zawartych we wstępnej opinii (nazwanej „Dane geotechniczne podłoża gruntowego pod fundamenty wieży stacji bazowej.") opracowanej przez geologa miały znajdować się w badanym obszarze doły o głębokości w granicach do 5.0m, które wypełnione były odpadami.

a)



b)



Rys.7. Szkic sytuacyjny planowanej budowy z lokalizacją wykonanych otworów badawczych, a) wg wstępnej opinii, b) wg uzupełniającego rozpoznania

Wstępne rozpoznanie (badania i opinia wstępna – badanie płytkie) przeprowadzano w terenie położonym przy zachodniej granicy Wyżyny Śląskiej (341.1) W zachodniej części wzniesienia mezoregionu Chełm wg J. Kondrackiego. Dominują tu formy rzeźby wyżynnej w postaci wzgórz i garbów porozdzielanych wyraźnymi krawędziami morfologicznymi przebiegającymi wzdłuż linii Kamień Śląski – Strzelce Opolskie, podkreślonymi wyniesieniem Góry Św. Anny. W budowie geologicznej podłoża biorą udział utwory triasu środkowego – wapienia muszlowego. Bezpośrednio na nich zalegają utwory czwartorzędowe pochodzenia lodowcowego, o miąższości do kilku metrów. Wg mapy hydrologicznej Polski omawiany obszar badań należy do regionu hydrologicznego, śląsko krakowskiego subregionu triasu śląskiego. Pod względem hydrograficznym rejon badań znajduje się w obszarze zlewni rzeki Odry. Wody opadowe spływają w kierunku północnym do rzeki Jemielnica i poprzez rzekę Małą Panew do rzeki Odry.

Planowano otwory badawcze o głębokości 6.0m. Po przeprowadzonym początkowym rozpoznaniu (badania płytkie rys. 7a) otworami badawczymi o głębokości od 3.5m do 4.0m stwierdzono występowanie „od powierzchni gruntów nasypowych składających się z gliny, ziemi, odpadów budowlanych, cegły, płyt betonowych i rumoszu wapienia". Stwierdzono trudności prowadzania wiercenia, spowodowane występowaniem dużych elementów betonowych. Otwory zakończono na głębokości 3.5m i 4.0m. Do głębokości 4.0m nie nawiercono poziomu wody gruntowej, nie stwierdzono wód podziemnych – otwory suche. Wg początkowego rozpoznania wydzielono jedną warstwę geotechniczną – nasyp niekontrolowany do głębokości 4.0m, w spągu duże elementy betonowe. Na podstawie tak przeprowadzonego rozpoznania stwierdzono „występowanie złożonych warunków gruntowych – grunty nasypowe", a obiekt zaliczono do drugiej kategorii geotechnicznej.

W trakcie prac projektowych (po zasięgnięciu opinii geotechnika) uznano, że rozpoznanie podłoża gruntowego jest niedostateczne, z powodu braku określenia głębokości zalegania gruntów nasypowych i postanowiono uzupełnić rozpoznanie, poprzez wiercenia do głębokości

gruntów rodzimych, rys.7b. Badania takie wykonano. Wykonał je geolog dokumentujący. Dodatkowe badania (głębokie otwory) nazwano „Dokumentacja z badania podłoża gruntowego dla oceny geotechnicznych warunków posadowienia fundamentów projektowanej wieży stacji bazowej...". Wyniki tego dodatkowego badania wykonanego przez geologa przedstawiono na rysunkach 8 i 9.

Rys. 8. Karty dokumentacyjne wykonanych otworów badawczych wg badania dodatkowego (otwory głębokie)

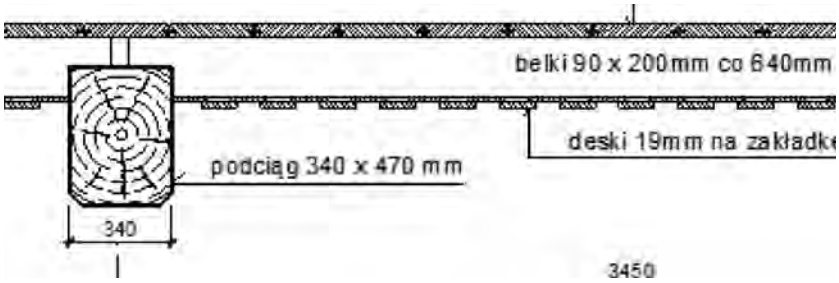
Zatem w wyniku dodatkowego rozpoznania (badań uzupełniających – badania głębokie) ustalono, że posadowienie wieży planowo na nienośnych nasypach, na stoku starego wyrobiska zwanego „glinianką". Wyrobisko to zaznaczone jest na mapie topograficznej z 1937r (arkusz Strzelce). Po obydwu stronach dróg, przy których znajduje się badany obszar znajdują się głębokie wyrobiska poeksploatacyjne wapieni wydobywanych na potrzeby przemysłu cementowo – wapienniczego. Grunty rodzime, wapienie skaliste nawiercono w poziomie 7m do 9 m poniżej terenu. Wyrobisko zalegało głębiej.

Trzecim przykładem jest niedostateczne rozpoznanie podłoża gruntowego pod budowę basenu na budowie realizowanej w ramach 1-go etapu kompleksowej rewitalizacji obszaru miejskiego wg szkicu pokazanego na rysunku 10. Projektowany obiekt położony jest w obszarze nieckowatej doliny rzecznej, wypełnionej młodymi osadami holoceńskimi. Pod osadami holoceńskimi i czwartorzędowymi występują osady ilaste sarmatu (miocen).

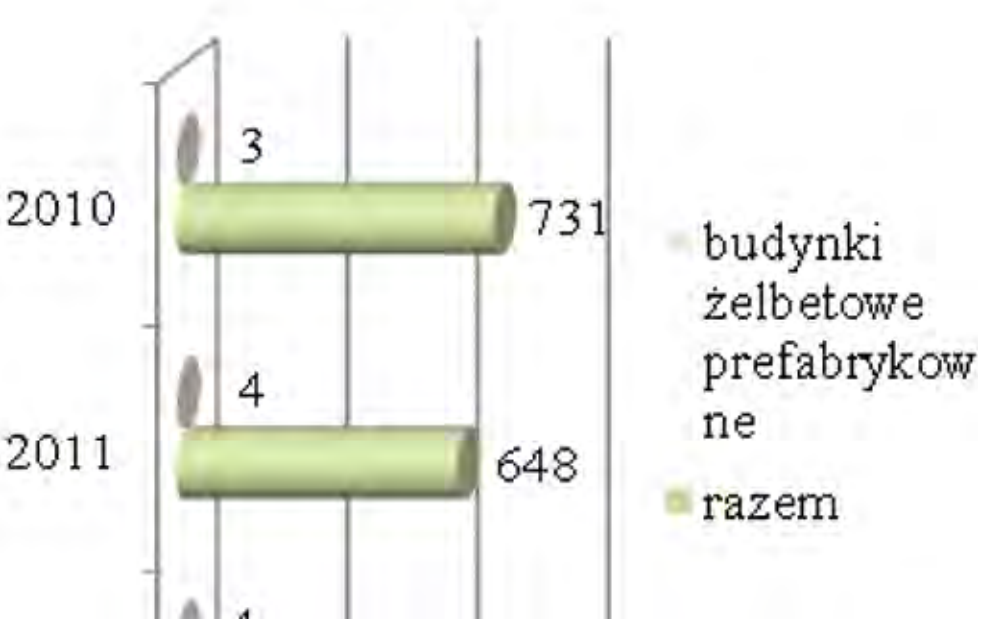
Rys. 9. Przekrój geotechniczny opracowany wg dodatkowego rozpoznania badania (badania głębokie)

Pod względem geograficznym badany obszar usytuowany jest na zachodnim brzegu niecki połanieckiej, około 15km na wschód od Buska Zdroju. Teren znajduje się na granicy Ponidzia i regionu staszowsko-szydłowskiego. Początkowo wykonano badania geotechniczne dla projektu budowlanego basenu w technologii stalowej. Wykonano jeden przekrój geotechniczny (rys.11). Stwierdzono obecność gruntów organicznych (warstwa II – namuły gliniaste) – niezdatne do posadowienia basenu. Po rozpoczęciu budowy (na wniosek wykonawcy), roboty budowlane przerwano, ze względu na obecność słabych gruntów (torfy) występujących w miejscu usytuowania planowanego basenu. Zaszła potrzeba wykonania dodatkowego rozpoznania. Takie dodatkowe rozpoznanie przy udziale geotechnika wykonano i sporządzono wymaganą dokumentację geologiczno-inżynierską. Wybrane wyniki dodatkowego rozpoznania pokazano na rysunku 12.

Rys.10. Szkic i fotografia terenu projektowanego obszaru posadowienia basenu



Rys. 11. Przekrój geotechniczny wg rozpoznania wstępnego opracowany przez geologów



Rys. 12. Przekrój geotechniczny otrzymany wg dodatkowego rozpoznania, opracowany z udziałem geotechników

Oba badania różniły się tym, że pierwotnie w spornej wydzielonej warstwie stwierdzono namuły (np. gliniaste) zdolne do przenoszenia niewielkich obciążeń, a po dokładniejszym rozpoznaniu okazało się, że występują torfy niemające żadnej wartości pod względem przydatności do posadawiania obiektów budowlanych. Generalnie, w podsumowaniu końcowego rozpoznania geotechnicznego stwierdzono, że: podłoże nie jest zdatne do posadowień bezpośrednich, wskazane jest wykonanie fundamentu pośredniego lub wykonanie wzmocnienia podłoża bez obniżania zwierciadła wody gruntowej. Stwierdzono, także: możliwość wystąpienia fali wezbraniowej i powstanie terenu zalewowego, konieczność ochrony przed sztuczną sufozją spowodowaną obniżeniem zwierciadła wody gruntowej.

2. WNIOSKI

We wszystkich trzech przypadkach występowały istotne braki w początkowym rozpoznaniu podłoża gruntowego. W każdym z nich zachodziła pilna potrzeba przeprowadzania dodatkowego rozpoznania. Warunki gruntowe były skomplikowane, albo złożone. W każdym z tych przypadków zachodziła potrzeba sporządzenia dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. W projektowaniu rozpoznania pod planowane inwestycje, w badaniach, w dokumentowaniu warunków posadowienia zabrakło współpracy projektanta, geotechnika i geologa. Przełożyło się to na niedostateczne rozpoznanie podłoża gruntowego pod planowane inwestycje. W dokumentowaniu podłoża gruntowego, przejawił się nadmiar geologii inżynierskiej, a zabrakło holistycznego podejścia i rozpoznania podłoża gruntowego (całościowego). Przejawia się to również w niniejszym artykule, jako pracy na zbiorze zebranych materiałów, pozyskanych wyników z badań wstępnych i uzupełniających.

W pierwszym przypadku wstrzymano budowę, przeprowadzono dodatkowe rozpoznanie geotechniczne, opracowano projekt geotechniczny, skorygowano projekt posadowienia wieży poprzez posadowienie na palach, uwzględniający aktywne koluwium, skorygowano projekt płyty oczepu grupy pali, a w końcowym etapie wznowiono budowę.

Podstawowym błędem w omawianym przypadku był brak współpracy geotechnika i projektanta w ustaleniu niezbędnych warunków posadowienia wieży telefonii komórkowej i ustaleniu warunków geotechnicznego rozpoznania i zakresu badań podłoża gruntowego. W opracowaniu ostatecznego posadowienia uczestniczył geolog, geotechnik i projektant konstruktor. Proces inwestycyjny opóźnił się o rok.

W drugim przypadku, po dodatkowym rozpoznaniu geotechnicznym z udziałem geotechnika ustalono, że optymalnym sposobem posadowienia wieży byłoby posadowienie wieży na palach, opartych w skałach wapiennych wyrobiska. Wobec proponowanego przez geotechnika posadowienia na palach inwestor odstąpił od inwestycji na omawianym terenie (z uwagi na przekroczenie planowanego budżetu budowy stacji bazowej). Inwestor inwestycję wykonał na innym obszarze. Brak współpracy projektanta i geotechnika w planowaniu badań podłoża gruntowego przełożył się na początkowe niepełne rozpoznanie podłoża gruntowego i wynikłe stąd niepożądane skutki. Opóźnienie w tym przypadku, to okres ponad dwa lata.

W trzecim przypadku wstrzymano proces inwestycyjny, wobec niedostatecznego przygotowania dokumentacyjnego. W podłożu gruntowym stwierdzono występowanie słabych gruntów (przewarstwionych torfów) przy bardzo wysokim poziomie wód gruntowych, a pomimo to, że warunki zaliczono do złożonych, nie opracowano dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Wykonawca inwestycji zszedł z budowy. Inwestor we współpracy z geologiem, geotechnikiem i nowym projektantem, przygotował brakującą dokumentację geologiczno-inżynierską, dokumentację projektową, jako że w początkowej fazie planowano, na przedmiotowym obszarze rozpoznania, wybudować basen o lekkiej konstrukcji stalowej. W efekcie końcowym posadowiono basen o konstrukcji żelbetowej, na palach. Okres realizacji inwestycji przedłużył się o około trzech lat. Błędy inwestora obciążyły go kosztownymi przesunięciami środków finansowych, wspieranych ze środków UE.

W podsumowaniu można stwierdzić, że brak współpracy inwestora, projektanta, geotechnika i geologa, prowadzi do niedostatecznego rozpoznania geotechnicznego podłoża gruntowego. Przekłada się finalnie na istotne straty finansowe. Takich przypadków spotyka się więcej. Jest to wynikiem źle pojętej oszczędności. Na etapie, rozpoczętego już procesu inwestycyjnego, skutki finansowe takiej praktyki są ogromne.

Zatem, niezbędnym jest przeprowadzanie rozpoznania geotechnicznego wg wymogów obowiązującego rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej, poz. 463 w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012 r, inaczej wg EC7. Należy zwracać uwagę na:

- wymagany obszar rozpoznania,
- wymagany udział geotechnika w całym procesie budowlanym,
- konieczność współpracy geologa, geotechnika i konstruktora na wszystkich szczeblach procesu budowlanego,
- potrzebę opracowania modelu geologicznego rozpoznanego podłoża,
- potrzebę opracowania modelu geotechnicznego rozpoznanego podłoża z podaniem wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, zastosowanie częściowych współczynników, podanie obliczeniowych parametrów geotechnicznych,
- doświadczenie lokalne (przypadek 1 – uszkodzony słup energetyczny w pobliżu), by rozpoznanie i uzyskane wyniki porównywać z obserwacjami i wynikami z danego terenu, z rodzajem zabudowy i zachowania się jej w okresie eksploatacji.

Literatura

[1] Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T.: *Projektowanie geotechniczne wg Eurokodu 7*, Poradnik, ITB, W-wa, 2011.

[2] Wysokiński L.: *Diagnostyka podłoża budowlanego z zastosowaniem normy geotechnicznej Eurocod 7*, XII Konferencja Naukowo Techniczna, Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce 2012r.

[3] Podłoże i fundamenty budowli drogowych, Konferencja, Kielce, 9 maja, 2012r.

[4] PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne, Cześć 1, Zasady ogóle.

[5] PN-EN 1997-2 Projektowanie geotechniczne, Cześć 2, Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego,

[6] 14688-1 (2002), Badania geotechniczne – Oznaczania i klasyfikacja gruntów. Cześć 1, Oznaczanie i opis (ISO 14688-1-2002).

[7] 14688-1 (2004), Badania geotechniczne – Oznaczania i klasyfikacja gruntów. Cześć 1. Zasady klasyfikowania (ISO 14688-1-2004).

[8] Glazer Z., Malinowski: *Geologia i geotechnika dla inżynierów budownictwa*. PWN. 1991r.

RECOGNITION AS THE BASIS OF GEOTECHNICAL DESIGN

Maciej CZARNIECKI[1]
Daniel CZEREK[2]

REWALORYZACJA ZESPOŁU HALI STULECIA WE WROCŁAWIU

STRESZCZENIE

Opis działań przeprowadzonych w latach 2007-2014 w celu wykreowania na bazie zabytkowego kompleksu wpisanego na Listę Światowego Dziedzictwa UNESCO, nowoczesnego centrum wielofunkcyjnego o znaczeniu ponadregionalnym.

SŁOWA KLUCZOWE: UNESCO, zabytek, remont

1. WPROWADZENIE

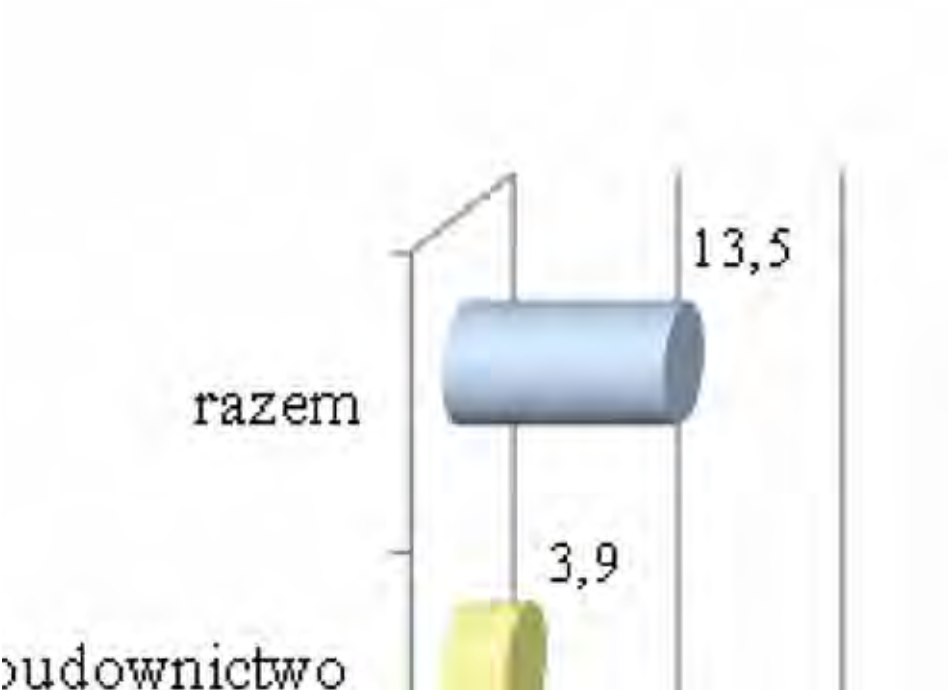
Tereny Wystawowe we Wrocławiu powstały w roku 1913 na obszarze o powierzchni około 50 ha. Wybudowano na nich Halę Stulecia, Pawilon Czterech Kopuł, Pawilon Restauracyjny, pergolę ze sztucznym stawem i szereg tymczasowych obiektów wzniesionych na Wystawę Stulecia. W następnych latach wybudowano kolejne obiekty uzupełniające tereny o budowle wzbogacające ofertę wystawienniczą kompleksu (rys. 1). Obecnie tylko część dawnych Terenów Wystawowych o powierzchni 15 ha jest zarządzana przez Wrocławskie Przedsiębiorstwo Hala Ludowa Sp. z .o. o. Zamiarem włodarzy Wrocławia jest spowodowanie, aby Zespół Hali Stulecia działał jako nowoczesny zespół wielofunkcyjny. W celu osiągnięcia tego efektu cały obszar należy poddać procesowi rewaloryzacji realizowanemu w dwóch płaszczyznach:

1. uzupełnienie funkcji wystawienniczo-widowiskowej o funkcję kongresowo-turystyczną,
2. wykonanie adaptacji i modernizacji Zespołu Hali Stulecia pod kątem nowych funkcji.

[2] mgr inż. Maciej Czarniecki
[2] mgr inż. Daniel Czarek - Kierownik Działu Inwestycji i Rozwoju HALA STULECIA

W celu przygotowania Zespołu Hali Stulecia do odegrania aktywnej roli w regionie dolnośląskim zaplanowano realizację następujących zadań:

a. remont kapitalny Hali Stulecia, w ramach projektu „Hala Stulecia we Wrocławiu – Centrum Innowacyjności w Architekturze i Budownictwie", obejmujący wymianę instalacji wentylacji mechanicznej, centralnego ogrzewania, wodno-kanalizacyjnej, elektrycznej, telekomunikacyjnej i wyposażenie obiektu w nowoczesny sprzęt audiowizualny oraz przebudowę widowni w celu zwiększenia liczby miejsc siedzących,



Rys. 1. Ogólny widok Zespołu Hali Stulecia.

b. adaptację i rozbudowę Pawilonu Restauracyjnego (obecnie Wrocławskiego Centrum Konferencyjnego) w ramach projektu „Utworzenie Regionalnego Centrum Turystyki Biznesowej we Wrocławiu",
c. wybudowanie wielopoziomowego parkingu we wschodniej części terenu,
d. remont kapitalny pergoli,
e. budowę fontanny multimedialnej z wymianą niecki stawu i montażem instalacji do obsługi sztucznego lodowiska,
f. zagospodarowanie terenu przy Hali Stulecia oraz przystosowanie go do przyjęcia masowego i indywidualnego ruchu turystycznego.

Jednak nadrzędnym celem realizacji planowanych zamierzeń była i jest ochrona zabytkowego kompleksu wpisanego w roku 2006 na Listę Światowego Dziedzictwa UNESCO oraz dostosowanie go do współczesnych wymogów, jakie muszą spełniać miejsca organizacji masowych imprez kulturalnych, sportowych oraz kongresowych.

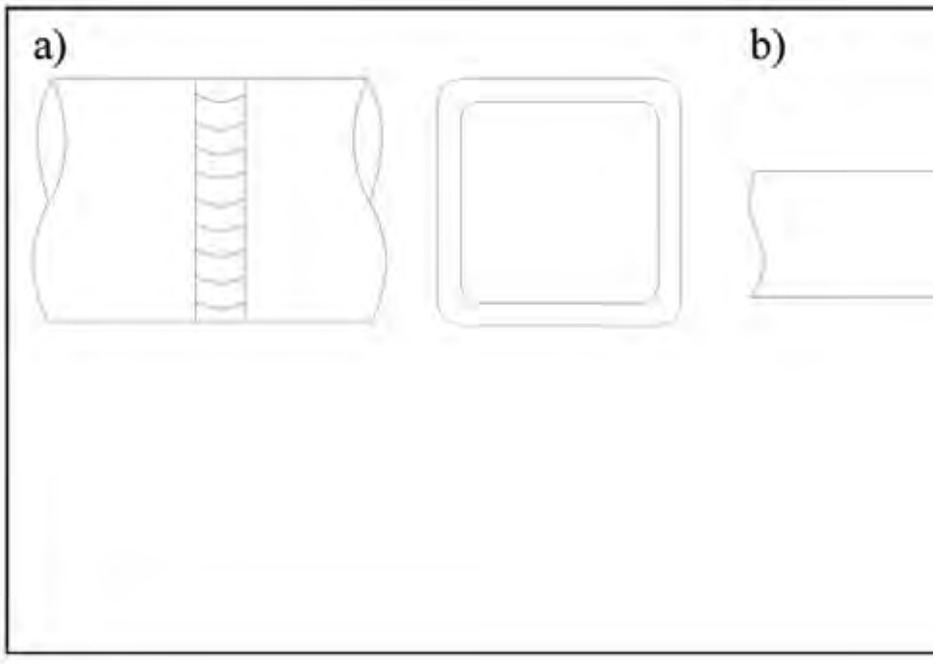
Wykonanie zaplanowanego przedsięwzięcia daje gwarancję stworzenia unikalnej atrakcji turystycznej o zasięgu krajowym i międzynarodowym oraz skuteczne promowanie Wrocławia jako centrum turystyki konferencyjno-biznesowej w euroregionie. Realizację rewaloryzacji Zespołu Hali Stulecia rozpoczęto w roku 2007 wykonując poszczególne zadania w miarę pozyskiwania środków finansowych, a nie kierując się kryterium planowania prawidłowej kolejności wykonywania robót.

2. FAZA I PLANU REWALORYZACJI

2.1. Remont niecki stawu i budowa fontanny multimedialnej

Terminy robót budowlanych: marzec 2008 – maj 2009 r.
Projekt i wykonawstwo: Firma Gutkowski z Leszna.

Na eliptycznym obwodzie niecki stawu wykonano płytę sztucznego lodowiska, a pod częścią centralną niecki usytuowano podziemną komorę techniczną fontanny. Jest to największa fontanna multimedialna w Polsce. Oprócz możliwości uzyskania niezwykłych efektów wizualnych osiągnięto również doskonały efekt akustyczny rozmieszczając na całym terenie pergoli instalację nagłośnieniową. Efektowny obraz laserowy wyświetlany na ekranie wodnym i kolorowe widowisko tworzone przez podświetlane gejzery w połączeniu z doskonałym dźwiękiem pozostawiają niezapomniane wrażenia (rys. 2).



Rys. 2. Szklana elewacja WCK, w której odbija się pokaz fontanny.

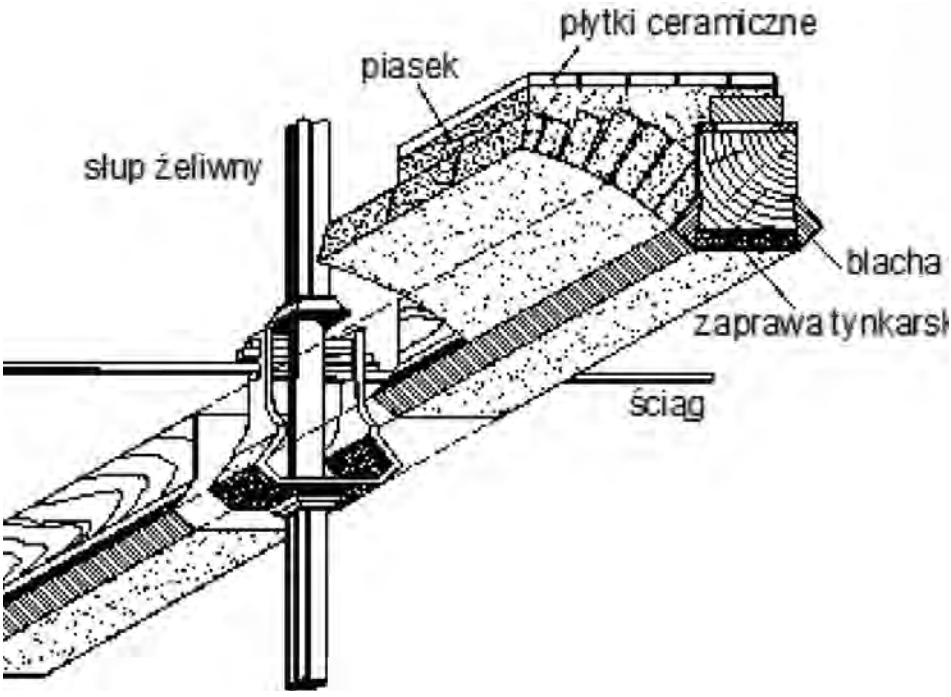
W pierwszym roku użytkowania fontanny pojawiły się znaczne ubytki wody w sztucznym stawie. W celu ustalenia przyczyn uszkodzenia powodującego wyciek wody zlecono opracowanie ekspertyzy technicznej [15]. Stwierdzono w niej, że źródłem awarii było osłabienie podłoża gruntowego spowodowane zmianą poziomu wody gruntowej oraz poziome drgania w podatnym gruncie wywołane wykonywaniem ścianki szczelnej przy rozbudowie Wrocławskiego Centrum Kongresowego. W ekspertyzie nie uwzględniono dwóch istotnych informacji: ścianka szczelna była wykonana w odległości 50 m od najbliższego punktu obrzeża sztucznego stawu, wykonane na zlecenie inwestora na obrzeżu stawu pomiary wielkości drgań wywołane wykonywaniem ścianki szczelnej wykazały, że drgania były pomijalnie małe.

2.2. Remont pergoli

Terminy robót budowlanych: wrzesień 2008 – październik 2010 r.
Projekt: RYSBUD Inżynieria Budowlana z Wrocławia.
Wykonawstwo: Firma Nycz z Wrocławia.

W październiku 2008 roku rozpoczęto naprawę stuletniej żelbetowej pergoli okalającej sztuczny staw. Główne prace zakończono do czerwca roku 2009. Remont pozostałej części pergoli znajdującej się w bezpośrednim sąsiedztwie Pawilonu Restauracyjnego zakończono wraz z jego przebudową we wrześniu 2010 roku (rys. 3).

Realizacja prac remontowych została poprzedzona opracowaniem ekspertyzy stanu technicznego tej budowli [14].



Rys. 3. Pergola po naprawie.

W ekspertyzie wykazano przedawaryjny stan pergoli, określono sposoby napraw i zabezpieczenia betonowych elementów konstrukcji. Niestety zalecone sposoby napraw odnosiły się do naprawy betonu współczesnego i nie uwzględniały historycznego charakteru budowli.

Podczas realizacji remontu pergoli uwzględniono zalecenia konserwatora zabytków wprowadzając szereg zmian w zakresie technologii naprawy betonu. Do wypełnienia ubytków betonu zrezygnowano z użycia zapraw typu PCC na rzecz tradycyjnych zapraw z wypełniaczem, jaki stosowano w ubiegłym wieku. Taki zabieg miał na celu uzyskanie faktury i koloru naprawianego miejsca zbliżonych do oryginału.

2.3. Przebudowa i rozbudowa Pawilonu Restauracyjnego

Terminy robót budowlanych: czerwiec 2009 – wrzesień 2010 r.
Projekt: ARCHITECTS & CO Andrzej Chrzanowski z Wrocławia.
Wykonawstwo: PBH ARKOP z Wrocławia.

Przed rozpoczęciem fazy projektowej opracowano Ekspertyzę stanu zachowania – studium historyczno-architektoniczne głównej restauracji tarasowej na Terenach Wystawowych. W ekspertyzie przedstawiono następujące wytyczne do projektowania: głównym dążeniem powinno być przywrócenie formy budowli z czasów Wystawy Stulecia, zalecono zachowanie istniejącego układu słupów, hallu z galerią piętra i klatkami schodowymi, odtworzenie tarasu na dachu budynku.

Inwestycja polegała na adaptacji, renowacji i rozbudowie istniejącej Restauracji Tarasowej powstałej w 1913 roku, zniszczonej podczas II Wojny Światowej i przebudowanej w drugiej połowie lat 40-tych XX wieku na budynek o funkcji biurowej. Celem zadania było przywrócenie świetności obiektowi, poprzez umożliwienie wszechstronnego funkcjonowania budynku przy wykorzystaniu założenia, unikalnych walorów krajobrazowych. Budynek podporządkowany jest osiowej kompozycji przestrzennej, w której funkcję dominanty pełni Hala Stulecia.

Kompozycja elewacji pawilonu była pochodną oryginalnego budynku i pomimo powojennej przebudowy widoczny pozostał horyzontalny układ. Przedmiotem rozbudowy były jednokondygnacyjne prostopadłościenne skrzydła stanowiące przedłużenie pawilonu w obu kierunkach. Zachowano proporcje budynku, utrzymano wysokości nowych części na poziomie istniejącego zadaszenia tarasów od strony północnej. Utrzymano kompozycję obiektu, jak i wtopienia nowych części budynku w krajobraz, ponieważ nie przewyższają one znacząco otaczającej je pergoli. Dzięki utrzymaniu linii zabudowy zadaszenia nowych części uzyskano spójny charakter starej i nowej przeszklonej części parterowej. Pawilon otwarto maksymalnie za pomocą przeszkleń na istniejące tarasy, pergolę oraz fontannę multimedialną.

Ingerencja w części centralnej polegała na wzmocnieniu istniejącej konstrukcji (fundamentów i ścian), częściowej wymianie istniejących stropów i wzniesieniu niezależnej konstrukcji stalowej na fundamencie żelbetowym w dwukondygnacyjnej części budynku. Kondygnacja pierwszego piętra wykonana została w lekkiej konstrukcji stalowej, podwieszonej do stalowych belek stropodachu nad 1 piętrem. W części centralnej wykonano świetlik w lekkiej konstrukcji stalowej.

Nowo dobudowane skrzydła to lekka konstrukcja stalowa, zwieńczona blachownicami o zmiennej wysokości. Skrzydła rozbudowy posadowione są na żelbetowych skrzyniach monolitycznych (szczelne wanny), ze względu na wysoki poziom wód gruntowych.

3. FAZA II PLANU REWALORYZACJI

3.1. Remont elewacji Hali Stulecia

Terminy robót budowlanych: marzec 2009 – maj 2010 r.
Projekt i wykonawstwo: Alpine Bau GmbH z Wiednia.

W styczniu 2008 roku opracowano „Ekspertyzę stanu technicznego konstrukcji budynku Hali Ludowej we Wrocławiu" [2] określając zakres niezbędnych napraw. Dokument ten posłużył do przeprowadzenia dwóch niezależnych przetargów: na remont elewacji i na remont i przebudowę wnętrza. W ekspertyzie zinwentaryzowano wszystkie rysy, ubytki i uszkodzenia elementów betonowych wskazując sposoby ich naprawy i uzupełnień. Najistotniejsze zalecenie dotyczyło wzmocnienia najważniejszego elementu konstrukcyjnego budynku; głównego wieńca rozciąganego, na którym wspiera się kopuła Hali.

W lutym roku 2009 uzyskano pozwolenie na wykonanie robót budowlanych w zakresie remontu elewacji, stolarki okiennej i pokrycia dachów budynku Hali Stulecia we Wrocławiu. W marcu przystąpiono do realizacji remontu, zabezpieczono zieleń [4] rosnącą bezpośrednio przy ścianach budynku i rozpoczęto czyszczenie powierzchni betonowych elementów elewacji. Jednocześnie demontowano okna w celu wykonania ich kompleksowego remontu w warsztacie stolarskim oraz usuwano warstwy pokryć dachowych.

Betonowa elewacja w wielu miejscach była zarysowana i spękana. Występowały liczne uszkodzenia i ubytki spowodowane degradacją betonu. Betonowa otulina zbrojenia utraciła swoje właściwości ochronne powodując rdzewienie stali, czego konsekwencją było pękanie i odspajanie fragmentów betonu głównie na filarkach okiennych. Cała powierzchnia elewacji wymagała kompleksowych prac konserwatorsko-remontowych.

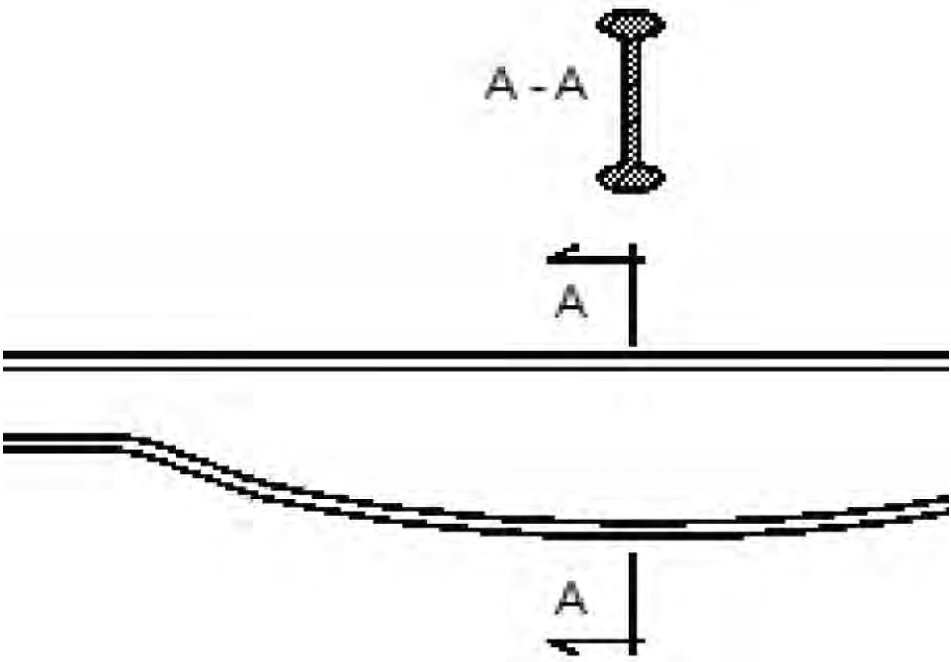
Wykonano następujące prace renowacyjne powierzchni betonowych:

- oczyszczono całą betonową powierzchnię elewacji stosując metodę niskociśnieniowego strumieniowania drobnofrakcyjnym ścierniwem (pył kwarcowy) w osłonie mgły wodnej – metoda Jos'a,
- naprawiono (reprofilacja) ubytki, raki i odspojenia korozyjne, a także wykonano konieczne uzupełnienia skorodowanych prętów zbrojeniowych,
- w odniesieniu do dużych ubytków i odspojeń odtworzono powierzchnię, nawiązując do powierzchni bezpośrednio przyległych lub powierzchni elementów podobnych,
  - pozostawiono drobne ubytki i wypłukania faktury betonu, które nie różnią się od powierzchni sąsiednich czy miejsc innych elementów tego rodzaju i jednocześnie nie naruszają jego wytrzymałości,
  - wykonano iniekcję wszystkich pęknięć i rys w sposób zabezpieczający technicznie strukturę wewnętrzną betonu.

Częścią przeprowadzonego remontu było zabezpieczenie głównego elementu konstrukcyjnego Hali Stulecia (rys. 4), jakim jest dolny pierścień rozciągany pod kopułą żebrową o długości obwodu 218 m i zlokalizowany na wysokości 19,0 m, powyżej poziomu gruntu. Zabezpieczenie tego elementu konstrukcyjnego zaprojektowano w postaci taśm z włókna węglowego, jednak w trakcie realizacji remontu zmieniono je na inne rozwiązanie [6, 7, 8, 9]. Polegało ono na opasaniu pierścienia rozciąganego linami w ilości 27 szt. (ø 15,50 mm), zestawionymi w 9 kablach składających się z trzech żył każdy. Kable umieszczone w osłonach rurowych z PEHD zostały

ułożone na zewnętrznej powierzchni pierścienia rozciąganego kopuły w rozstawie co 140 mm i przed zakotwieniem naciągnięte siłą równą 15% nośności lin, zapewniającą prawidłowe działanie urządzeń kotwiących. Po wykonaniu naciągu kable zostały zainiektowane zaczynem cementowym oraz zabezpieczone z zewnątrz warstwą mineralnej zaprawy niskoskurczowej o fakturze i kolorystyce odpowiadającej pozostałym powierzchniom elewacji Hali Stulecia.

Zabezpieczenie obwodowe głównego elementu konstrukcyjnego Hali Stulecia przy pomocy zewnętrznego systemu sprężającego jest największym tego typu wzmocnieniem zrealizowanym w Polsce.



Rys. 4. Elewacja Hali Stulecia po remoncie – wejście główne.

Ustalono, że po oczyszczeniu powierzchni elewacji nastąpi wykonanie próbnych powłok malarskich o jednakowej barwie lecz różnych odcieniach. W celu określenia właściwej kolorystyki ścian zewnętrznych opracowano ekspertyzę „Rozpoznanie konserwatorskie i badanie kolorystyki ścian zewnętrznych Hali Stulecia" [5].

Oryginalna kolorystyka elewacji była trudno rozpoznawalna. Ostatecznie ustalono, że nie jest możliwe jednoznaczne określenie jednego koloru dla całej powierzchni elewacji. W wyniku przeprowadzonych eksperymentów kolorystycznych zdecydowano o zastosowaniu nietypowej barwy – kolor preparatu oraz stopień rozcieńczenia ustalono indywidualnie poprzez aplikacje próbne.

W celu ustalenia stanu zachowania stolarki okiennej (w kopule Hali Stulecia zamontowanych jest 600 okien krosnowych) opracowano ekspertyzę „Badania historyczne i ekspertyza stanu zachowania stolarki okiennej Hali Ludowej/Hali Stulecia" [1]. Przeprowadzone badania wykazały, że wykonano ją z niezwykle odpornego drewna egzotycznego o nazwie mahoń żelazowy.

Zalecono wykonanie remontu wszystkich okien z dokonaniem wymiany uszkodzonych elementów ramiaków oraz odtworzeniem elementów wtórnych. Ustalono, że drewno o nazwie handlowej Iroko jest najbardziej odpowiednim materiałem nadającym się do remontu okien.

3.2. Remont wnętrza Hali Stulecia etap I

Terminy robót budowlanych: styczeń 2011 – sierpień 2011 r.
Projekt: Chapman Taylor International Services z Warszawy i WroTech z Wrocławia.
Wykonawstwo: KPBP BUDUS z Katowic.

W styczniu 2011 roku rozpoczęto remont wnętrza budynku, który zakończono w sierpniu tego samego roku. Ten niezwykle krótki okres przeznaczony na wykonanie robót budowlanych był spowodowany czynnikami zewnętrznymi, na które inwestor nie miał wpływu. Celem remontu było dostosowanie budynku [2, 10, 11] do wymogów, które muszą spełniać współczesne hale widowiskowo-sportowe po to, aby ten zabytkowy obiekt nadal mógł służyć w sposób pierwotnie zaplanowany. A więc, aby mogły się w nim odbywać imprezy masowe typu koncerty, widowiska sportowe, kongresy, spektakle artystyczne, targi i wystawy.

Ze względu na ograniczone środki finansowe nie wykonano mechanizmów podłogi ruchomej oraz trybun w poziomie -1 nie uzyskując na dzisiaj ilości 10.000 miejsc siedzących koniecznych do organizowania międzynarodowych imprez sportowych. Niemniej jednak obiekt technicznie przygotowany jest do zamontowania tych elementów wyposażenia.

Podczas remontu wykonano wewnątrz budynku ściankę szczelną metodą DSM13 na obwodzie sali widowiskowej i obniżono poziom posadzki Sali13 do głębokości -3,70 m, co miało na celu przygotowanie przestrzeni do zamontowania podłogi ruchomej o powierzchni 2000 m^2. Inną ważną pracą inżynierską było wykonanie podwieszenia na całej powierzchni kopuły rusztowania do prac naprawczych żeber kopuły, montażu rolet okiennych i ułożenia izolacji akustycznej na stropodachach.

3.3. Remont wnętrza Hali Stulecia etap II

Realizację planuje się do 2020 r..

Z powodu braku odpowiedniej ilości środków finansowych remont wnętrza Hali Stulecia podzielono na dwa etapy. Do drugiego etapu przesunięto wykonanie podłogi ruchomej o powierzchni 2.000 m^2, dodatkowych trybun teleskopowych w poziomie -2,70, w celu uzyskania docelowo 10.000 miejsc siedzących, dodatkowych pomieszczeń sanitarnych, magazynowych i technicznych. Termin realizacji tego etapu nie jest znany.

3.4. Budowa parkingu podziemnego

Terminy robót budowlanych: luty 2013 – lipiec 2014 r.
Projekt i wykonawstwo: Budimex Parking Wrocław z Warszawy.

Zaprojektowano parking podziemny o konstrukcji żelbetowej mieszczący 800 miejsc postojowych na 2 kondygnacjach podziemnych i w poziomie terenu oraz 18 miejsc dla autobusów na obrzeżach parkingu. Projekt zakładał zastosowanie elementów konstrukcyjnych o dużej rozpiętości

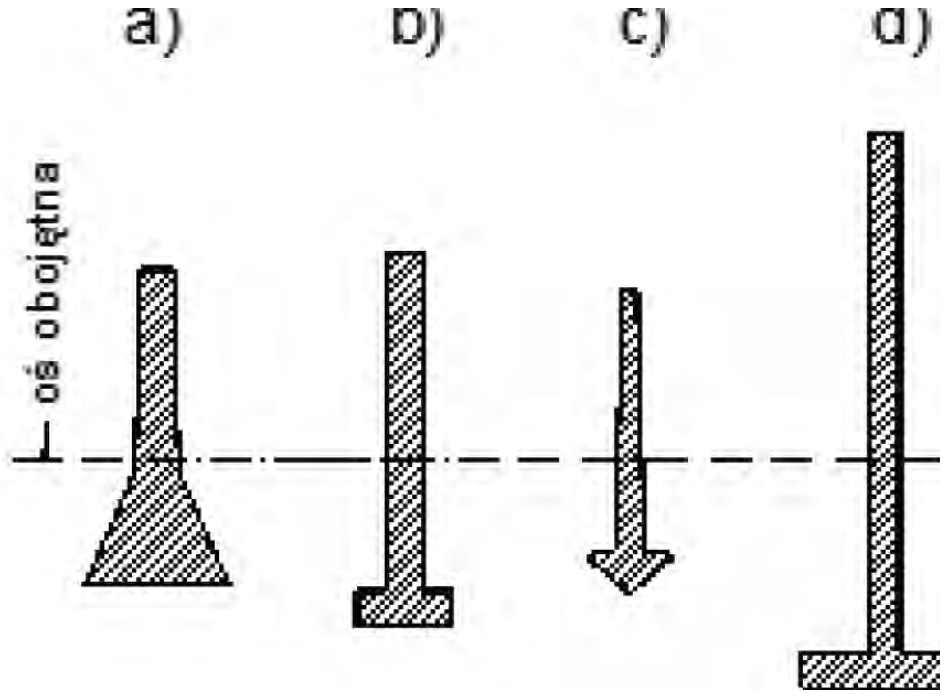
(rzędu 45 m), pozwalających na ograniczenie ilości słupów. Przewidziano zastosowanie stropów konstrukcyjnych bezbelkowych, nie powodujących wzrostu wysokości kondygnacji parkingowej, przy tej samej wysokości użytkowej. Uruchomienie parkingu zaplanowano na dzień 1.08.2014 r.

4. INNE DZIAŁANIA

4.1. Remont Pawilonu Czterech Kopuł

Terminy robót budowlanych: maj 2013 – sierpień 2015 r.
Projekt: BeMM Architekci z Warszawy.
Wykonawstwo: Budimex z Warszawy.

Pawilon Wystawy Historyczno-Artystycznej obecnie nazywany Pawilonem Czterech Kopuł (rys. 5), był drugim co do ważności elementem Terenów Wystawowych w roku 1913. W roku 2011 obiekt został przekazany Muzeum Narodowemu we Wrocławiu, które planuje utworzenie w nim Muzeum Sztuki Współczesnej.



Rys. 5. Widok na dziedziniec z kopułami wschodnią i południową.

Prace projektowe poprzedzono opracowaniem ekspertyzy technicznej, studium historycznego i rozpoznania konserwatorskiego. Te trzy opracowania były niezbędne dla projektantów, którzy stanęli przed trudnym zadaniem znalezienia takich rozwiązań, które nie będą sprzeczne z wytycznymi konserwatorskimi, a jednocześnie spełnią wymagania obowiązujące dla obiektów muzealnych.

Zaprojektowano przykrycie dziedzińca wewnętrznego dachem o konstrukcji niezależnej od budynku głównego, nie ingerując w strukturę zabytkowego Pawilonu. Uzyskano, w ten sposób, dodatkową powierzchnię ekspozycyjną. Założono, że w zabytkowym budynku prezentowana będzie stała ekspozycja sztuki współczesnej, natomiast na zadaszonym dziedzińcu odbywać się będą wystawy czasowe. Urządzenia techniczne zaprojektowano pod posadzką dziedzińca.

5. PODSUMOWANIE

Konsekwentnie dąży się do stworzenia konkurencji dla centrum miasta (Rynek, Stare Miasto i Ostrów Tumski) poprzez wypromowanie Zespołu Hali Stulecia, jako Zielonego Rynku Wrocławia. Kreuje się Halę Stulecia, jako centrum kongresowo-sportowo-turystyczne, a tereny przyległe, jako ośrodek rekreacyjny dla mieszkańców Wrocławia.

Po zakończeniu w sąsiednim ZOO budowy afrykarium, tereny i obiekty w rejonie Zespołu Hali Stulecia utworzą niezwykle atrakcyjny i różnorodny kompleks o bogatej ofercie.

Wszystkie prace projektowo-budowlane poprzedzone były licznymi eksperckimi opracowaniami zawierającymi ścisłe wytyczne i wskazówki niezbędne do przeprowadzenia rewaloryzacji kompleksu. Rzeczoznawcy z różnych dziedzin powiązanych z budownictwem i ochroną zabytków mieli decydujący wpływ na ostateczny efekt tej rewaloryzacji.

Literatura:

Lp.	Jednostka naukowo – badawcza	Opracowanie
1	prof. dr hab. Jan Tajchman dr inż. arch. Urlich Schaaf mgr kons. Ewa Bożejewicz	*Dokumentacja konserwatorska stolarki okiennej hali stulecia we Wrocławiu*
2	MBM Firma Konsultingowa i Projektowo-Badawczo-Budowlana Sp. z o.o.	*Ekspertyza stanu technicznego konstrukcji budynku Hali Ludowej we Wrocławiu* dr inż. Marian Persona prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz
3	Autorska Pracownia Projektowa Konarzewski	*Projekt Budowlano-wykonawczy* dr inż. arch. Leszek Konarzewski dr inż. Marian Persona
4	Autorska Pracownia Projektowa Konarzewski, Rzeczoznawca z zakresu Dendrologii i Terenów Zieleni	*Ekspertyza dendrologiczna: Opinia na temat istniejącego pnącza na elewacji Hali Stulecia we Wrocławiu i konieczności jego zabezpieczenia na czas remontu elewacji* prof. dr hab. Jerzy Hrynkiewicz-Sudnik
5	Autorska Pracownia Projektowa Konarzewski	*Rozpoznanie konserwatorskie i badanie kolorystyki ścian zewnętrznych Hali Stulecia we Wrocławiu* mgr Ryszard Wójtowicz
6	Instytut Badawczy Dróg i Mostów Pracownia Konstrukcji Mostowych Politechnika Wrocławska	*Opinia Techniczna dot. wzmocnienia pierścienia rozciąganego* prof. nzw. dr hab. inż. Marek Łagoda

7	TurboCare Sp. z o.o.	*Badania metalograficzne Temat: Oszacowanie stanu i właściwości elementów stalowych kratownic pierścienia głównego pod kopułą żebrową Hali Stulecia* Jerzy Laska Jan Dziedzicki
8	Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej	*Kompleksowa ocena parametrów mechanicznych betonu pierścienia głównego pod kopułą Hali Stulecia we Wrocławiu* dr inż. Andrzej Moczko
9	Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY WROCŁAW	*Koncepcja wzmocnienia pierścienia dolnego kopuły Hali Stulecia we Wrocławiu PROJEKT WYKONAWCZY w zakresie wzmocnienia głównego pierścienia rozciąganego kopuły Hali* mgr inż. Przemysław Prabucki dr inż. Jerzy Onysyk prof. dr hab inż. Jan Biliszczuk prof. dr hab inż. Cezary Madryas
10	Grzegorz Grajewski, Jerzy Ilkosz	*Opinia do projektu budowlanego „Hala Stulecia we Wrocławiu – centrum innowacyjności w architekturze i w budownictwie – przebudowa”*
11	Ryszard Wójtowicz	*Dokumentacja rozpoznania konserwatorskiego oraz prac odkrywkowych w Sali Cesarskiej wraz z przylegającymi aneksami*
12	dr inż. Olgierd Puła	*Opinia geotechniczna dotycząca sposobu zabezpieczenia głębokiego wykopu wewnątrz Hali Stulecia we Wrocławiu*
13	Zespół projektowy Keller Polska Sp. z o.o pod kierownictwem Rafała Sosnala sprawdzający Jarosław Krążelewski	*Tymczasowe zabezpieczenia wykopu za pomocą palisady z kolumn DSM i Soilcrate (Jet Grouding) – Specjalistyczne Techniki Fundamentowania – projekt wykonawczy*
14	RYSBUD Inżynieria Budowlana Ryszard Perucki	*Ocena stanu technicznego konstrukcji pergoli przy Hali Stulecia we Wrocławiu.*
15	Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej	*Ekspertyza stanu technicznego niecki fontanny w Parku Szczytnickim we Wrocławiu.* dr inż. Janusz Pędziwiatr dr inż. Dariusz Styś

REVALUATION OF THE CENTENNIAL HALL COMPLEX IN WROCLAW

PERI - ekonomiczne systemy deskowań i rusztowań

Elektrownia Eemshaven, Holandia

Stadion PGE Arena, Gdańsk

Prosta Tower, Warszawa

Most MA-91 przez Wisłę k. Grudziądza

Nasze usługi to zindywidualizowane, kompleksowe rozwiązania w zakresie systemów deskowań i rusztowań, logistyki oraz doradztwa technicznego, oferowane klientom przez lidera branży - PERI. Zapewniają one uzyskanie przewagi konkurencyjnej. Najwyższy standard bezpieczeństwa oraz komfort pracy to oszczędność czasu, a także większa wydajność.

PERI®

Deskowania
Rusztowania
Doradztwo techniczne
www.peri.com.pl
info@peri.com.pl

Świętokrzyska Okręgowa Izba
Inżynierów Budownictwa

25-304 Kielce
ul. Leonarda 18

tel. 41 34 494 13
fax 41 344 63 82

swk@piib.org.pl

www.swk.piib.org.pl

Świętokrzyskie - dobre miejsce dla rzeczoznawców budowlanych

Fot. A. Łada

K2®

MODERNIZACJA WIELKIEJ PŁYTY PRZY ZASTOSOWANIU KOTWY K2

WWW.KOTWAK2.PL

SYSTEM NAPRAWY BUDYNKÓW
Z WIELKIEJ PŁYTY

OFERUJEMY:

Firma oferuje kompleksową obsługę inwestycji budowlanych w zakresie:

- ekspertyzy rzeczoznawcy budowlanego oraz oceny techniczne w budownictwie ogólnym;
- komputerowe badanie konstrukcji żelbetowych przy użyciu "FERROSCANU";
- projektowanie i kosztorysowanie przedsięwzięć inwestycyjnych;
- kompleksowa realizacja termomodernizacji;
- wzmacnianie ścian budynków wielkopłytowych w budownictwie mieszkaniowym wielorodzinnym;

ZAPRASZAMY
DO WSPÓŁPRACY

- Inwestorów,
- Inspektorów,
- Zarządców,
- Projektantów,
- Konstruktorów

INWESTBUD Holding Sp. z o. o. Sp. komandytowa
LAUREAT II. MIEJSCA W KAT. "PROJEKTOWANIE",
W KONKURSIE "FIRMA INŻYNIERSKA MAZOWSZA 2012"

KONTAKT

INWESTBUD Holding Sp. z o. o. Sp. komandytowa
Tel. 48 384 88 28; kom. 602396130; email: info@kotwak2.pl

Firma nawiąże współpracę z dystrybutorami.

INWESTBUD®

WWW.INWESTBUD.COM.PL

Na początku każdej drogi...FART

BUDOWA DRÓG
roboty kompleksowe

KRUSZYWA BUDOWLANE
z własnych kopalń

ZBIÓRKA I UTYLIZACJA ODPADÓW
szeroki zakres usług w dziedzinie ochrony środowiska

Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych „FART" Sp. z o.o.
25-116 Kielce, ul. Ściegiennego 268 A, tel/fax 41 361 99 60, 41 361 98 17,
www.fart-kielce.pl; e-mail: fart@fart.wirtusie.pl

Od fundamentów po dach

Sika Poland Sp.z o.o.
ul.Karczunkowska 89, 02-871 Warszawa
tel.: (22) 31 00 700, fax: (22) 31 00 800
e-mail: sika.poland@pl.sika.com

Innovation & Consistency | since 1910

weber
SAINT-GOBAIN

www.netweber.pl

infolinia 801 62 00 00
e-mail: kontakt.weber@saint-gobain.com

CONDITE

Generalny wykonawca

- Budowa obiektów według indywidualnych projektów
- Kompleksowa realizacja modernizacji budowlanych
- Realizacja przedsięwzięć deweloperskich
- Adaptacje powierzchni na potrzeby handlowe

Condite jest jedną z większych firm budowlanych w regionie świętokrzyskim. Oferuje pełny zakres usług budowlanych, realizuje obiekty mieszkaniowe, użyteczności publicznej, komercyjne, specjalistyczne i sportowe. Usługi budowlane uzupełnia własna produkcja elementów zaplecza budowy: kontenerów i ogrodzeń budowlanych, a także kontenerowych obiektów biurowo-handlowych.

Condite jest obecna na rynku budowlanym całej Polski poprzez realizacje budów w Kielcach, Krakowie, Łodzi, Sosnowcu, Gdańsku, Lublinie, Warszawie, Wrocławiu i w wielu innych miastach. Zapewnia kompleksową obsługę inwestycyjną w ramach generalnego wykonawstwa.

Spółka jest laureatem konkursów: Lider Regionu 2004, Budowa Roku 2006, Modernizacja Roku 2007, finalistą konkursu Budowa Roku 2009. Zdobyła także wyróżnienie w Modernizacji Roku 2009. Otrzymała „Złotą Kielnię" i wyróżnienie DOM 2013. Ponadto **Condite** posiada tytuł „Gazeli Biznesu 2008" przyznawany przez „Puls Biznesu". Spółka została także odznaczona godłem „Europejski Standard 2009", a rok później zajęła I miejsce w rankingu „Diamenty Forbesa 2010".

Salon samochodowy LEXUS w Krakowie

Innowacyjne Centrum Patologii i Terapii Zwierząt Uniwersytetu Przyrodniczego w Lublinie

Parking Wielopoziomowy i Budynek Wystawienniczy w Kielcach

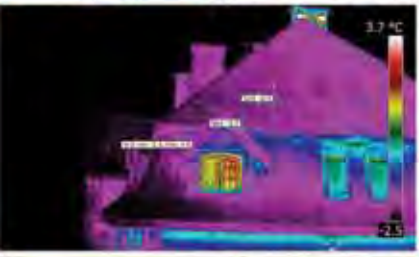
Centrum Turystyczno-Rekreacyjno-Sportowe – Pływalnia przy MOSiR w Ząbkach k. Warszawy

Condite Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością S.K.A.
ul. Piotrkowska 12, 25-510 Kielce
tel. (+4841) 336 11 36, fax. (+4841) 336 11 33
e-mail: biuro@condite.pl

ankra

doświadczenie.innowacja.kreatywność

BIURO BUDOWLANE ANKRA Sp. z o. o.
ul. Źródłowa 10/4, 25-335 Kielce
tel. 41 395 90 22
fax: 41 344 53 98
e-mail: biuro@ankra.pl
www.ankra.pl



OFERUJEMY USŁUGI W ZAKRESIE

- Ekspertyz i opini technicznych z dziedziny budownictwa,
- Projektów budowlanych, konstrukcji stalowych, żelbetowych,
- Projektów wzmocnień konstrukcji,
- Analiz wytrzymałościowych obiektów,
- Inwentaryzacji obiektów,
- Analiz nośności kominów, wież i masztów,
- Logistyk odśnieżania,
- Przeglądów konstrukcji,
- Nadzorów inwestorskich,
- Diagnostyki budynków i obiektów budowlanych,
- Wykonywania naciągów odciągów masztów,
- Wykonywania audytów i certyfikatów energetycznych,
- Wykonywania charakterystyk energetycznych budynków,
- Termogramów budynków i obiektów energetycznych,
- Pomiarów i analiz stanu naprężeń i odkształceń.

BADANIA:

- Badania zagęszczania gruntów,
- Inwentaryzacji konstrukcji żelbetowych, (np. określanie otuliny, rozkładu zbrojenia)
- Badania przemieszczeń konstrukcji,
- Badania grubości elementów stalowych (np. zbiorników, kominów) oraz grubości powłok,
- Badania termowizyjne,
- Pomiary twardości betonu i stali,
- Badania drgań budynków i obiektów budowlanych,
- Pomiary akustyczne,
- Monitorowanie hałasu w środowisku,
- Ocena wpływu drgań na człowieka.

www.ankra.pl

PROGRAM REGIONALNY

WOJEWÓDZTWO ŚWIĘTOKRZYSKIE

... dla rozwoju Województwa Świętokrzyskiego...

DOMY i DZIAŁKI
NA SPRZEDAŻ w BILCZY

Osiedle
ZIELONE WZGÓRZE

www.annabud.pl

ANNA-BUD sp. z o.o.
Firma Budowlana

Biuro sprzedaży:
BILCZA
ul. MARMUROWA 60
Tel.: **41 311 75 50**
517 959 998

ISBN: 978-83-925-745-7-6