



Studenckie Koło Naukowe
KONKRET
przy Zakładzie Konstrukcji Betonowych
Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego
Politechniki Wrocławskiej

Konferencja Studentów i Doktorantów Wydziałów Budownictwa

KONSTRUKTOR 2015

Szklarska Poręba, 27-29 marca 2015 r.

Praca zbiorowa pod redakcją:
Tomasza Trapko, Michała Musiała, Wojciecha Pawlaka

ISBN 978-83-7493-881-5

Konferencja Studentów i Doktorantów
Wydziałów Budownictwa
KONstruktor2015

Praca zbiorowa pod redakcją:
Tomasza Trapko, Michała Musiała, Wojciecha Pawlaka



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej

Wrocław 2015

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Antoni Biegus
prof. dr hab. inż. Jan Bień
dr hab. inż. Włodzimierz Brząkała, prof. PWr
prof. dr hab. inż. Bronisław Gosowski
dr hab. inż. Zdzisław Hejducki, prof. PWr
prof. dr hab. inż. Jerzy Hoła
dr hab. inż. Eugeniusz Hotała, prof. PWr
prof. dr hab. inż. Jerzy Jasięko
prof. dr hab. inż. Mieczysław Kamiński
dr hab. inż. Maciej Kruszyna
dr hab. inż. Wojciech Lorenc, prof. PWr
dr hab. inż. Dariusz Łydzba, prof. PWr
prof. dr hab. inż. Cezary Madryas
dr hab. inż. Kazimierz Myślecki, prof. PWr
prof. dr hab. inż. Henryk Nowak
dr hab. inż. Wojciech Puła, prof. PWr
dr hab. inż. Bohdan Stawiski, prof. PWr
dr hab. inż. Andrzej Ubysz, prof. PWr

Projekt okładki:

mgr inż. Karol Kaczkowski

Wydrukowano na podstawie dostarczonych materiałów

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część niniejszej książki, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właścicieli praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2015

OFICZYNA WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCLAWSKIEJ
wyb. Stanisława Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
<http://www.oficyna.pwr.wroc.pl>; e-mail: oficwyd@pwr.wroc.pl

ISBN 978-83-7493-881-5

Sponsorzy Konferencji

Sponsor strategiczny



Sponsor złoty



Sponsor srebrny



Wsparcie rzeczowe



Konferencja Studentów i Doktorantów
Wydziałów Budownictwa
KONstruktor2015



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej

SPIS REFERATÓW

Kliknięcie w tytuł przenosi do danego referatu.

Referaty Doktorantów

1.	BACA Michał	<i>Modelowanie numeryczne pracy pojedynczego pala z uwzględnieniem wpływu strefy kontaktowej</i>	013
2.	BACA Michał	<i>Szacowanie nośności granicznej pala na podstawie próbných obciążeń statycznych</i>	021
3.	BONIECKA Joanna	<i>Przegląd wybranych rozwiązań patentowych konstrukcji silosów</i>	029
4.	HOWIACKI Tomasz	<i>Automatyczne systemy monitorowania konstrukcji – bezpieczeństwo, diagnostyka, nauka</i>	037
5.	KACZMAREK Mateusz	<i>Metoda sztywnych elementów skończonych w obliczaniu ugięć belek</i>	046
6.	KACZMAREK Mateusz	<i>Sztuczne sieci neuronowe w zagadnieniu własnym łuków</i>	054
7.	KAŹMIEROWSKI Maciej	<i>Zagadnienia ścinania w belkach z dodatkiem włókien stalowych</i>	062
8.	KOWERSKI Sebastian	<i>Badania porównawcze cech powierzchniowych nawierzchni drogowych</i>	072
9.	KOWERSKI Sebastian	<i>Nowoczesne narzędzia i metody badań równości nawierzchni drogowych</i>	080
10.	KOZIOŁ Piotr	<i>Wstęp do badań strefy zakotwienia kształtownika stalowego w betonie</i>	088
11.	KOZIOŁ Piotr, ORGANEK Piotr	<i>Ocena spawalności stali w konstrukcjach budowlanych</i>	096
12.	KUŚNIEREK Mateusz	<i>Lekkie silosy metalowe z blach falistych do składowania biomasy</i>	104
13.	KUŚNIEREK Mateusz	<i>Wybrane aspekty projektowania silosów z blach falistych na produkty rolne</i>	111
14.	MARCINCZAK Krzysztof	<i>Optymalizacja konstrukcji poprzez modyfikację schematu statycznego na przykładzie kładki dla pieszych o konstrukcji zintegrowanej</i>	117
15.	NOSZCZYK Paweł, RUMIJOWSKA Anna	<i>Identyfikacja mostków cieplnych w przegrodach budowlanych</i>	126
16.	ORGANEK Piotr	<i>Nieniszczące pomiary twardości Brinella jako pośredni sposób oceny wytrzymałości stali w konstrukcjach budowlanych</i>	134
17.	PESZEK Anna, NOSZCZYK Paweł	<i>Wpływ właściwości radiacyjnych okien na komfort cieplny w budynku energooszczędnym</i>	143

18.	RADZIK Łukasz	<i>Ustroje płytowo-słupowe w rejonie słupów skrajnych. Wpływ belki krawędziowej</i>	151
19.	RODAKCI Konrad, MIESZCZAK Małgorzata	<i>Analiza wpływu instalacji inteligentnego budynku na efektywność energetyczną w świetle PN-EN 15232:2007</i>	159
20.	RODAKCI Konrad, MIESZCZAK Małgorzata	<i>Wykorzystanie fibrobetonu do konstrukcji sprężonych kablami z przyczepnością na przykładzie analizy wieży pod turbinę wiatrową</i>	167
21.	RUMIJOWSKA Anna, PESZEK Anna	<i>Analiza wpływu konstrukcji ścian zewnętrznych na ich właściwości cieplno-wilgotnościowe</i>	175
22.	STACH Mateusz	<i>Probabilistyczna analiza optymalizacji wymiarów ściany oporowej z uwagi na jej stateczność</i>	183
21.	SZYSZKA Marcin	<i>Szacowanie wpływu wzmocnień transwersalnych oraz ich iniekcji na nośność wielowarstwowych konstrukcji murowych</i>	191
22.	SZYSZKA Marcin	<i>Wyznaczanie nośności konstrukcji murowych na obciążenia sejsmiczne według włoskiej normy NTC2008</i>	199
23.	URBAŃSKA Dorota	<i>Efektywność wzmocnienia belek żelbetowych na ścinanie metodą EBR FRP</i>	207
24.	URBAŃSKA Dorota	<i>Porównanie metod obliczania belek żelbetowych wzmocnionych na ścinanie materiałami CFRP z wynikami badań doświadczalnych</i>	216
25.	ZDANOWICZ Katarzyna	<i>Cięgna kompozytowe CFCC do sprężania konstrukcji betonowych w świetle istniejących norm</i>	225
26.	ZDANOWICZ Łukasz	<i>Redystrybucja naprężeń dylatacji betonowej posadzki przy zastosowaniu polimerowego złącza podatnego</i>	233

Referaty Studentów

29.	ANDERSZ Paulina	<i>Bezwykopowe metody renowacji rurociągów</i>	242
30.	BEDNARSKA Aleksandra, STRÓŻEK Maciej	<i>Wpływ sposobu połączenia zbiornika na wodę z dnem na ilość zbrojenia zwykłego</i>	250
31.	BEDNARZ Katarzyna	<i>Projektowanie konstrukcji sprężonych dawniej i dziś</i>	258
32.	BIELSKI Jakub, MICHALSKI Krzysztof	<i>Wyzwania inżynierskie w konfrontacji z koncepcją architektoniczną na przykładzie projektu Concrete Student Trophy 2014 realizowanego w Wiedniu</i>	267

33.	BOŃKOWSKI Piotr	<i>Wybrane problemy obliczania oddziaływań dynamicznych obiektów posadowionych na terenach szkód górniczych</i>	275
34.	BORKOWSKA Katarzyna, GOŹDZIEJEWSKA Natalia	<i>Rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne budynku wysokiego typu Bosco Verticale</i>	284
35.	BRYŁKA Mariusz	<i>Remonty kamienic. Przykłady elementów wymagających naprawy oraz sposoby przywrócenia ich do stanu pierwotnego i/lub modernizacji</i>	291
36.	CZULIŃSKI Paweł	<i>Beton wytrzymały a do tego ciągliwy i rysoodporny</i>	299
37.	GAJOS Wioletta	<i>Odporność ogniowa materiałów silikatowych i sposoby jej zwiększania</i>	307
38.	GAWRON Nikola, WOJACZEK Wojciech	<i>Wykorzystanie kamery termowizyjnej w budownictwie w celu identyfikacji błędów wykonawczych</i>	315
39.	KAMIŃSKA Jagoda, WIATROWSKA Maria	<i>Rewitalizacja wielkiej płyty</i>	323
40.	KAZEK Wojciech	<i>Wpływ ukształtowania wzmocnienia kompozytowego na efektywność pracy żelbetowych elementów zginanych</i>	331
41.	KEPA Dominika	<i>Jak zmieniały się zapasy bezpieczeństwa w Polskich Normach na przykładzie elementu zginanego</i>	339
42.	KIRYLUK Jakub, SKOWROŃSKI Rafał	<i>Wpływ naprężeń montażowych na wytężenie konstrukcji</i>	345
43.	KOMISARCZYK Katarzyna, KOT Aleksandra	<i>Technologie i innowacje w budownictwie pasywnym i energooszczędnym</i>	353
44.	KOSTRZEWA Paulina, PETRUS Grzegorz	<i>Budownictwo mieszkaniowe w świetle innowacji</i>	361
45.	KOT Michał, KOWALIK Paweł	<i>Technologiczne aspekty wykonywania obiektów zagłębionych w gruncie</i>	369
46.	KOWALIK Tomasz	<i>Wzmocnienie tarcz żelbetowych za pomocą materiałów kompozytowych</i>	377
47.	LOSKA Monika, ŚLIWIŃSKA Katarzyna	<i>Torkret – czyli efektywne wzmocnianie konstrukcji betonem natryskowym</i>	385
48.	ŁABUZEK Barbara, PIECHÓWKA Łukasz	<i>Analiza wpływu liczby pilastrów na aspekty ekonomiczne budowy zbiorników sprężonych</i>	393
49.	MARCHEWKA Katarzyna	<i>Wzmocnienie konstrukcji budowlanych poprzez zmianę schematu statycznego konstrukcji</i>	401
50.	MUCHA Joanna, SADOWSKI Tomasz	<i>Charakterystyki nowoczesnego betonu RPC</i>	411

51.	NOWAK Mateusz	
	<i>Wzmocnienia konstrukcji murowych podczas przebudowy</i>	419
52.	WENDERSKI Gerard	
	<i>Zagadnienia dynamiczne betonowych konstrukcji budownictwa sportowego</i>	427

INDEKS AUTORÓW

Kliknięcie w numer strony przenosi do referatu

A

ANDERSZ Paulina, 242

B

BACA Michał, 13, 21

BEDNARSKA Aleksandra, 250

BEDNARZ Katarzyna, 258

BIELSKI Jakub, 267

BONIECKA Joanna, 29

BOŃKOWSKI Piotr, 275

BORKOWSKA Katarzyna, 284

BRYŁKA Mariusz, 291

C

CZULIŃSKI Paweł, 299

G

GAJOS Wioletta, 307

GAWRON Nikola, 315

GOŹDZIEJEWSKA Natalia, 284

H

HOWIACKI Tomasz, 037

K

KACZMAREK, Mateusz, 46, 54

KAMIŃSKA Jagoda, 323

KAZEK Wojciech, 331

KAŹMIEROWSKI Maciej, 62

KĘPA Dominika, 339

KIRYLUK Jakub, 345

KOMISARCZYK Katarzyna, 353

KOSTRZEWA Paulina, 361

KOT Aleksandra, 353

KOT Michał, 369

KOWALIK Paweł, 369

KOWALIK Tomasz, 377

KOWERSKI Sebastian, 72, 80

KOZIOŁ Piotr, 88, 96

KUŚNIEREK Mateusz, 104, 111

L

LOSKA Monika, 385

Ł

ŁABUZEK Barbara, 393

M

MARCHEWKA Katarzyna, 401
MARCINZAK Krzysztof, 117
MICHALSKI Krzysztof, 267
MIESZCZAK Małgorzata, 159, 167
MUCHA Joanna, 411

N

NOSZCZYK Paweł, 126, 143
NOWAK Mateusz, 419

O

ORGANEK Piotr, 96, 134

P

PESZEK Anna, 143, 175
PETRUS Grzegorz, 361
PIECHÓWKA Łukasz, 393

R

RADZIK Łukasz, 151
RODACKI Konrad, 159, 167
RUMIJOWSKA Anna, 126, 175

S

SADOWSKI Tomasz, 411
SKOWROŃSKI Rafał, 345

STACH Mateusz, 183

STRÓŻEK Maciej, 250

SZYSZKA Marcin, 191, 199

Ś

ŚLIWIŃSKA Katarzyna, 385

U

URBAŃSKA Dorota, 207, 216

W

WENDERSKI Gerard, 427
WIATROWSKA Maria, 323
WOJACZEK Wojciech, 315

Z

ZDANOWICZ Katarzyna, 225
ZDANOWICZ Łukasz, 233

Referaty Doktorantów



nośność pala, modele konstytutywne, sprężysto-plastyczność

Michał BACA¹

MODELOWANIE NUMERYCZNE PRACY POJEDYNCZEGO PALA Z UWZGLĘDNIENIENIEM WPLYWU STREFY KONTAKTOWEJ

Dokładane oszacowanie nośności pala fundamentowego często wymaga zastosowania odpowiednich narzędzi numerycznych. Jednym z kluczowych problemów w modelowaniu numerycznym pali jest poprawne odwzorowanie zagadnień kontaktowych. W pracy przedstawiono sposoby na określenie zjawisk występujących na kontakcie pal-ośrodek gruntowy i możliwości ich uwzględnienia w symulacjach numerycznych. Wykorzystując proste modele numeryczne dokonano obliczeń metodą elementów skończonych w programie PLAXIS[®] i pokazano wpływ odpowiedniego doboru parametrów strefy kontaktowej na rezultaty obliczeń numerycznych.

1. Wstęp

Zagadnienia geotechniczne stanowią jedno z trudniejszych zadań do modelowania numerycznego. Wpływa na to wiele czynników, m. in. trójfazowy charakter podłoża gruntowego, jego nieliniowa praca w zakresie obciążenie-osiadanie, duża zmienność warunków gruntowych wraz z miejscem pobrania próbek i inne. [5,12] W ostatnich latach można jednak zaobserwować rozwój metod numerycznych w obrębie zagadnień geotechnicznych. Wynika to zarówno z zwiększania się mocy obliczeniowej współczesnych komputerów, rozwoju oprogramowania, jak i rozwinięciu się metod in-situ i laboratoryjnych badań gruntu oraz metod interpretacji tych badań. Pozwala to na możliwość wdrożenia bardziej skomplikowanych modeli konstytutywnych gruntu i dokładniejsze odwzorowanie rzeczywistej współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym.

Podobnie jest w przypadku pali fundamentowych. Pomimo że głównymi metodami wyznaczania nośności pali wciąż są metody empiryczne lub próbne obciążenia statyczne, to coraz większą rolę w projektowaniu pełnią metody numeryczne. W typowym projektowaniu tradycyjne metody są z reguły wystarczające, natomiast metody numeryczne są bardziej przydatne przy analizie trudniejszych, nietypowych przypadków, np. konstrukcji płytowo-palowych [13]. W poprawnym zamodelowaniu numerycznym pali ważną rolę pełnią dobór odpowiedniego modelu konstytutywnego gruntu i zamodelowanie strefy kontaktowej pomiędzy palem a gruntem.

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

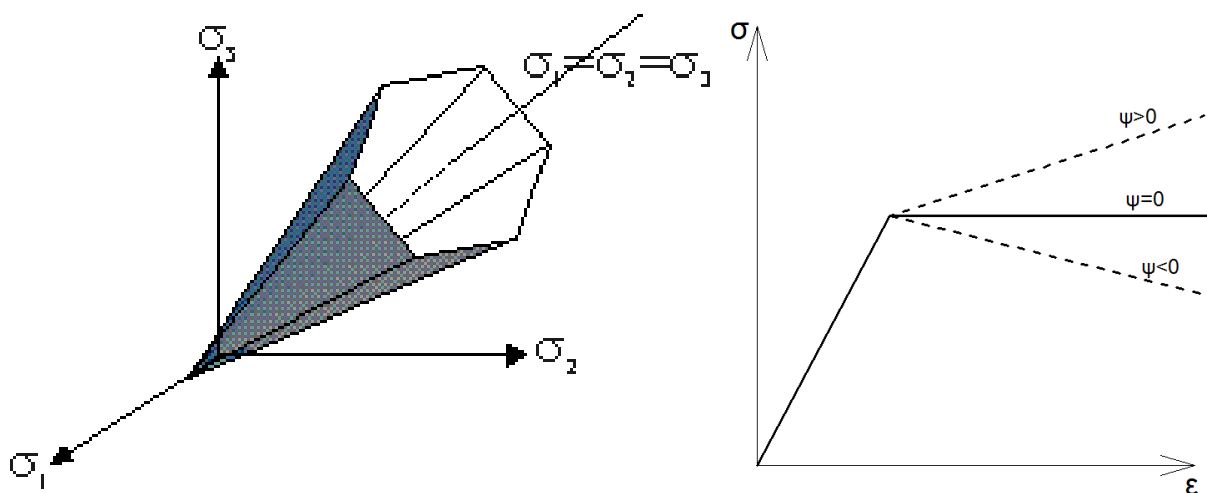
2. Modele konstytutywne podłoża gruntowego

Dokładane odwzorowanie pracy podłoża gruntowego pod wpływem obciążenia wymaga zastosowania modeli co najmniej sprężysto-plastycznych. Do najbardziej popularnych należą modele Coulomba-Mohra lub Druckera-Pragera. Ich zaletą jest łatwość implementacji i prostota ustalenia warunków gruntowych. Niestety, uwzględnianie zagadnień nieliniowych ogranicza się tylko do obszarów stanu granicznego nośności, natomiast w gruncie zjawiska te są obecne od początku działania obciążenia. Ich uwzględnienie wymaga zastosowania bardziej rozbudowanych modeli podłoża gruntowego, jak np. modeli Modified Cam Clay, czy Hardening Soil.

W niniejszym artykule skupiono się na dwóch modelach występujących w programie PLAXIS[®] [3]: modelu Coulomba-Mohra i modelu Hardening Soil.

2.1. Model Coulomba-Mohra

Model ten jest uogólnieniem zagadnienia wytrzymałości gruntu na ścinanie dla głównych stanów naprężeń. Jest to model sprężysto idealnie plastyczny, w którym powierzchnia plastyczna jest opisana za pomocą dwóch parametrów gruntu – kąta tarcia wewnętrznego φ' i spójności c' . Dodatkowo występuje kąt dylatacji ψ , opisujących dylatacji. Sztywność gruntu jest opisana 2 parametrami (np. E i ν). Powierzchnia plastyczna jest opisana ostrosłupem o podstawie sześciokątą.



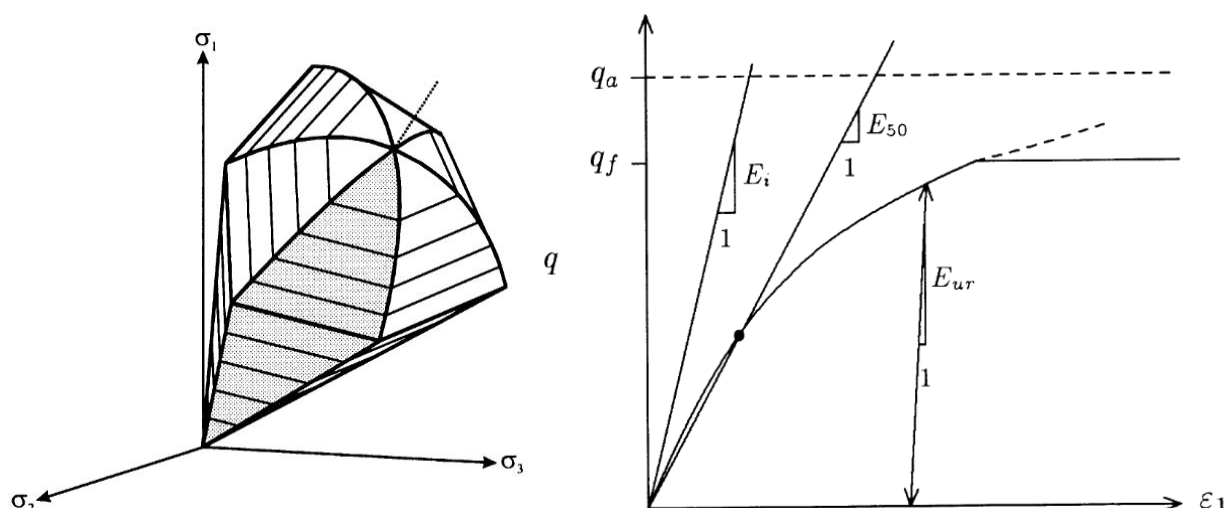
Rys. 1. Powierzchnia plastyczności [14] i zależność σ - ϵ dla modelu Coulomba-Mohra

Model Coulomba-Mohra jest jednym z prostszych modeli opisujących zniszczenie materiału, dlatego czasem może nie być odpowiedni dla bardziej skomplikowanych problemów obliczeniowych. Jakkolwiek, stanowi on bazę dla wielu bardziej skomplikowanych modeli konstytutywnych gruntów.

2.2. Model Hardenig Soil

Model Hardenig Soil pojawił się pierwotnie w programie PLAXIS[®], ale występuje również także w innych programach dedykowanych obliczeniom numerycznym, np. Z_SOIL.PC v2009. Jest to model sprężysto-plastyczny, w którym powierzchnie plastyczności są opisane przez powierzchnie mechanizmu ścinania i mechanizmu objętościowego, warunek Rankina i warunek graniczny Coulomba-Mohra (Rys. 1.). Parametrami wytrzymałościowymi, opisującymi model Hardenig Soil, są również φ' i c' , natomiast różnica występuje w opisie sztywności gruntu, odwzorowanej tutaj bardziej dokładnie.

Rzeczywista zależność σ - ε w gruncie nie jest liniowa jak w modelu C-M, ale już od początku przyrostu naprężeń jest zależnością silnie nieliniową (Rys. 2.). Opis tego zjawiska w modelu H-S jest możliwy poprzez wprowadzenie 3 różnych parametrów opisujących sztywność gruntu: E_{oed} – enometryczny moduł ściśliwości, E_{ur} – moduł odciążenie-obciążenie wtórne i E_{50} – moduł sztywności odpowiadający 50% niszczącej wartości naprężenia dewiatorowego q_f .



Rys. 2. Powierzchnia plastyczności w przestrzeni naprężeń głównych i hiperboliczna zależność σ - ε [10]

W modelu H-S uwzględnione zostało, że rzeczywiste parametry sztywności są zależne od stanu naprężeń efektywnych w gruncie, czyli de facto od głębokości zalegania warstwy. Zależności te występują w postaci zależności hiperbolicznych. Przykładowo dla E_{50} ta zależność wynosi:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c' \cot \varphi'}{\sigma^{ref} + c' \cot \varphi'} \right)^m, \quad (1)$$

gdzie σ_3 - mniejsze z naprężeń głównych, E_{50}^{ref} - wartość sztywności, odpowiadająca pewnemu

naprężeniu referencyjnemu σ^{ref} (zwykle 100 kPa), m – wykładnik potęgowy, zależny od gruntu.

Model Hardening Soil pozwala na dokładniejsze odwzorowanie zależności obciążenie-odkształcenie dla podłoża gruntowego, ale jedną z jego głównych wad jest problem z dokładnym wyznaczeniem parametrów gruntowych, do czego są wymagane badania edometryczne i trójosiowe gruntu, rzadziej występuje możliwość skorzystania z zależności korelacyjnych.

3. Dobór parametrów strefy kontaktowej

Podczas opisu pracy pala w gruncie jedną z większych niewiadomych jest opis zjawisk na granicy gruntu i poboczniczy pala. W rzeczywistej pracy pala ma na to wpływ wiele czynników, ale do najważniejszych należą technologia wykonania pala i warunki gruntowe otaczające pal. Zagadnienia te uwzględnia się np. stosując współczynniki s_p i s_s przy projektowaniu według polskiej normy palowej [9]. Zagadnienia opisujące problemy z numerycznym zamodelowaniem powierzchni kontaktowych można znaleźć w pracach [7] i [10].

W programie PLAXIS[®] do modelowania warstwy kontaktowej służą elementy typu „interface”, którego zachowanie jest determinowane przez kryterium C-M, opisane równaniem:

$$\tau \leq \sigma_n \tan \varphi_i + c_i, \quad (2)$$

gdzie τ i σ_n są naprężeniami normalnymi i stycznymi, a φ_i i c_i to parametry wytrzymałościowe strefy kontaktowej. Parametry te są powiązane z parametrami gruntu poprzez współczynnik redukcyjny R_{int} za pomocą zależności (3) i (4).

$$\tan \varphi_i = R_{int} \tan \varphi', \quad (3)$$

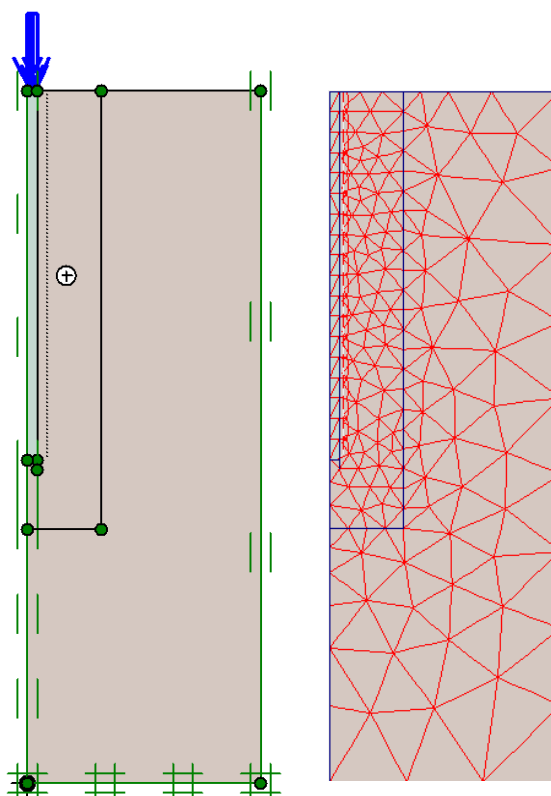
$$c_i = R_{int} c', \quad (4)$$

Odpowiedni dobór parametru R_{int} może mieć bardzo duży wpływ na rezultaty obliczeń nie tylko pali, ale również innych zagadnień geotechnicznych, w których ważną rolę spełnia zamodelowanie strefy kontaktowej na granicy pal-grunt, np. konstrukcji oporowych.

4. Przykład obliczeniowy

Aby pokazać wpływ doboru strefy kontaktowej na wyniki symulacji numerycznych stworzone zostały modele numeryczny pojedynczego pala w jednorodnym gruncie. Obliczenia zostały przeprowadzone metodą elementów skończonych w programie PLAXIS[®] v.7.11 w warunkach osiowej symetrii z zastosowaniem elementów 15-węzłowych. Obszar obliczeniowy został przyjęty jako walec o promieniu 5 m i wysokości 15 m, natomiast wymiary pala jako walec

o promieniu 0,4 m i długości 8 m.



Rys. 3. Geometria modelu i siatka elementów skończonych

Obliczenia przeprowadzono dla dwóch różnych warunków gruntowych - jednorodnego spoiстого i niespoistego. Parametry gruntu zostały zestawione w Tabelicy 1.

Tabelica 1. Parametry gruntu użyte w obliczeniach

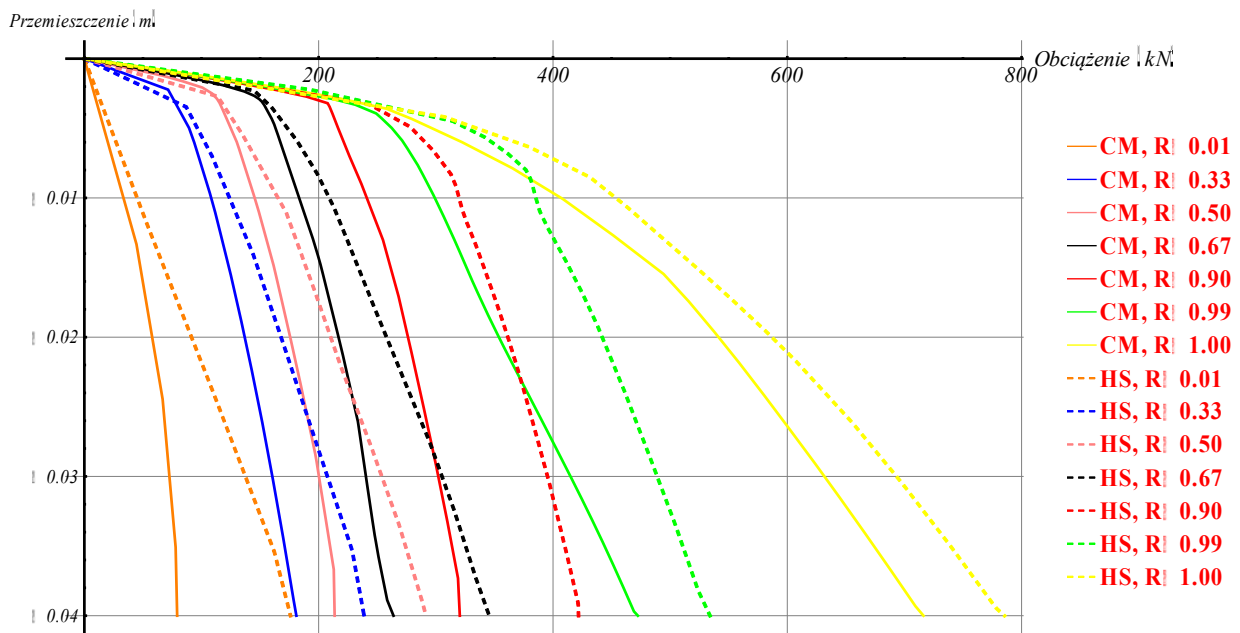
	γ_{sat}	γ_{unsat}	E_{50}^{ref}	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	E_0	m	φ'	c'	ψ	R_f
	kN/m ³	kN/m ³	MPa	MPa	MPa	MPa	-	°	kPa	°	-
piasek	16,6	19,0	24,0	24,0	72,0	25,3	0,575	33,0	1,0	3,0	0,9
glina	19,0	20,0	15,0	12,0	50,0	-	0,700	20,0	25,0	0,0	0,9

Parametry gruntowe modelu Hardening Soil zostały przyjęte na podstawie danych zamieszczonych w pracach [1] oraz [2]. W pracy [2] na podstawie wielu badań podłoża gruntowego zaproponowano empiryczne zależności, pozwalające z odpowiednio dużą dokładnością oszacować parametry modelu H-S dla gruntów niespoistych na podstawie stopnia zagęszczenia gruntu. Praca [1] pokazuje natomiast parametry gruntu wyznaczone laboratoryjnie dla kilku dużych projektów geotechnicznych, głównie w Niemczech. Dodatkową sztywność E_0 , charakteryzującą model Coulomba-Mohra przyjęto uśredniając wartości parabolicznej aproksymacji funkcji $E(z)$, pokazującej zmiany modułu z głębokości w modelu Hardening Soil. Dokonano tego wyłącznie dla

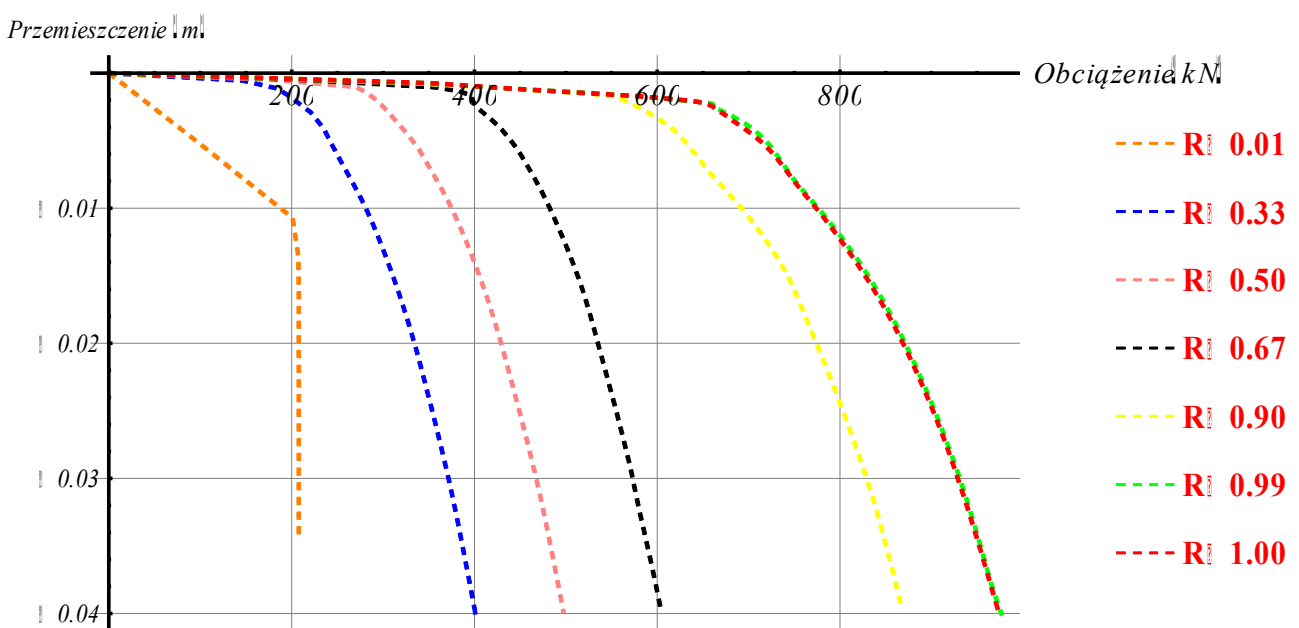
piasku, gdyż dla gliny nie udało się uzyskać satysfakcjonujących rezultatów.

5. Rezultaty obliczeń

Dla stałych wymiarów pala i zadanych parametrów gruntowych przeprowadzono serię symulacji numerycznych dla obu warunków gruntowych oraz zmiennych wartości R. Wyniki zostały zestawione na Rys. 4. i Rys. 5.



Rys. 4. Wyniki symulacji dla piasku w modelu Coulomba-Mohra i Hardening Soil



Rys. 5. Wyniki symulacji dla gliny w modelu Hardening Soil.

6. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono sposób modelowania pracy pojedynczego pala z uwzględnieniem wpływu strefy kontaktowej na przykładzie modelu numerycznego pojedynczego pala. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można przedstawić pewne wnioski.

Model Hardening Soil pozwala na lepsze odwzorowanie zagadnień geotechnicznych, w tym pracy pojedynczego pala. Niestety do jego zastosowania dokładnie określić parametry modelu za pomocą odpowiednich badań podłoża gruntowego. Prostsze rozwiązanie może stanowić przejście na parametry Coulomba-Mohra, ale do tego wymagane zastosowanie odpowiedniego modułu sztywności E_0 , który będzie odpowiadał rzeczywistemu zachowaniu się gruntu pod obciążeniem. Stosowanie modułów według polskiej normy [8] jest poprawne tylko w przypadku fundamentów bezpośrednich. Dla innych konstrukcji geotechnicznych parametry sztywności powinny być wyznaczone osobno. Dostyc dobrze opisane są te zagadnienia na temat gruntów niespoistych [3,10], natomiast wciąż nieliczne są prace na temat gruntów spoistych.

Widać również dużą zależność otrzymanych wyników od przyjętego współczynnika R_{int} . Wybór tego parametru zależeć powinien od wielu czynników, np. od technologii wykonania pala. W literaturze można spotkać rozbieżne wnioski na temat doboru tego współczynnika. Na przykład, w pracy [11] proponowana jest wartość pomiędzy 0,8 a 0,9, w [13] użyto $R_{int}=1$, natomiast w [7] użyto do obliczeń wartości $R_{int} = 0,75$. Widać, że raczej dominują wartości o wyższych parametrach, gdyż badania obejmują pale żelbetowe, które charakteryzują się większym tarcieniem pala o grunt. Uzyskanie dokładniejszych wyników wymaga przeprowadzenia większej ilości różnych symulacji i porównania ich z rzeczywistymi badaniami pala, np. próbnymi obciążeniami statycznymi.

Literatura

- [1] Benz T.: Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Ph.D thesis. University of Stuttgart, 2006.
- [2] Brinkgreve R.B.J., Engin E., Engin H.K.: Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands. *Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis Group, London (2010), s. 137-142.
- [3] Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A.: PLAXIS v. 7.11. Instruction Manual. Plaxis., Delft, 1998.
- [4] Cudny M., Binder K.: Kryteria wytrzymałości gruntu na ścinanie w zagadnieniach geotechniki, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 6/2005, s. 456-465.

- [5] Gryczmański M.: Modele podłoża gruntowego stosowane w projektowaniu. *Materiały XX Ogólnopolskiej Konferencji WPPK*, Wisła-Ustroń, 2005.
- [6] Gwizdała K.: Projektowanie pali fundamentowych. *Materiały XX Ogólnopolskiej konferencji WPPK*, Wisła-Ustroń, 2005.
- [7] Khelifi Z., Berga A., Terfaya N.: Modeling the behaviour of axially and laterally loaded pile with a contact model. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 16 (2011), s. 1239 – 1258.
- [8] PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] PN-83/B-02482. Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- [10] Schanz T, Vermeer PA, Bonnier P.G.: The Hardening Soil model – formulation and verification. *Proceedings Plaxis Symposium “Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Amsterdam, Balkema; 1999. s. 281–96
- [11] Sternik K, Kwasecka D.: Analiza wpływu parametrów strefy kontaktowej na współpracę fundamentu palowego z podłożem gruntowym. *Problemy geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoża ekspansywnych*. Wydawnictwo Uczelniane UTP, Bydgoszcz 2009.
- [12] Truty A. Modelowanie komputerowe w zagadnieniach geotechniczno-budowlanych. *Materiały Ogólnopolskiej XXIV konferencji WPPK*, Wisła 2009 r.
- [13] Wehnert. M, Vermeer P.A.: Numerical Analyses of Load Tests on Bored Piles, *9th. NUMOG*, 25-27 August 2004.
- [14] <http://www.pisa.ab.ca/program/model/plastic/plastic.htm>

NUMERICAL SIMULATION OF SIGLE PILE BEHAVIOUR WITH CONTACT MODEL INFLUENCE

Summary

Proper estimation of a pile bearing capacity often requires numerical software usage. One of main problems in a pile numerical simulation is appropriate evaluation of a contact model. In paper some methods of pile-soil behavior modeling were presented. Using simple numerical models FEM simulations were conducted in PLAXIS[®] software and influence of contact model on results of calculations were shown.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Włodzimierz Brząkała, prof. PWr, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska.

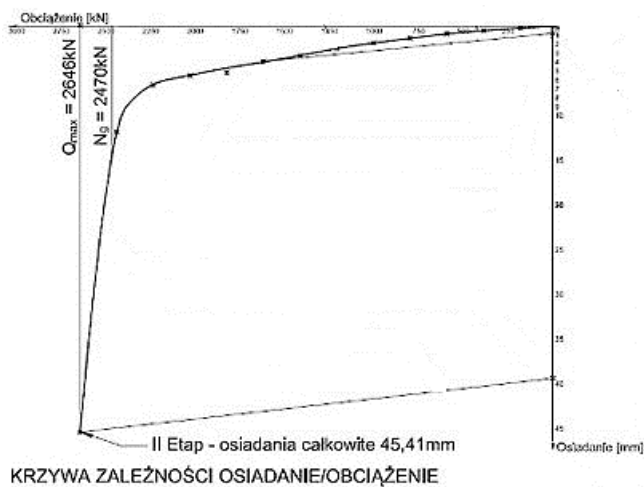
*nośność pala, próbne obciążenia statyczne, krzywa Q-s*Michał BACA¹

SZACOWANIE NOŚNOŚCI GRANICZNEJ PALA NA PODSTAWIE PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ STATYCZNYCH

Spośród wielu metod badania pali fundamentowych szczególnie miejsce zajmują próbne obciążenia statyczne, gdyż na całym świecie są uważane za najbardziej rzetelny sposób oceny nośności pala. Ważną rolę w przypadku tego badania pełni odpowiednia analiza otrzymanych rezultatów. W pracy przedstawione zostało kilka metod pozwalających na oszacowanie nośności granicznej pala i wykreślenie krzywej Q-s na podstawie wyników próbnego obciążenia statycznego. Zastosowanie danych metod w praktyce ukazane zostało dla przykładowych rezultatów badania. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń pokazano różnice dla poszczególnych metod i przedstawiono odpowiednie wnioski.

1. Próbne obciążenia statyczne

Próbne obciążenia statyczne są powszechnie uważane za najbardziej miarodajną ocenę nośności pala. Idea badania polega na przyłożeniu do pala obciążenia, które jest realizowane za pomocą siłownika hydraulicznego. Aby siłownik mógł poprawnie pracować, należy zapewnić mu możliwość rozparcia w postaci konstrukcji oporowej. Podczas badania mierzy się przemieszczenia głowicy pala w zależności od przyłożonego obciążenia.



Rys. 1. Próbne obciążenia statyczne [1] i wyniki badań [2]

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

Istnieje wiele procedur badawczych, opisujących jak takie badanie powinno wyglądać. Część z nich można znaleźć opisanych w pracach [3,4]. W Polsce od wielu lat najczęściej stosowaną procedurą badawczą jest metoda opisana w normie [5]. Polega ona na przykładaniu obciążenia w równych stopniach aż do uzyskania nośności granicznej lub do wartości $1,5 N_t$, gdzie N_t jest nośnością obliczeniową pała według [5]. Kolejne kroki obciążenia są przykładane po osiągnięciu stabilizacji osiadań pała.

Osobną kwestią jest odpowiednia interpretacja wyników badań. Rezultaty badań służą wykreśleniu krzywej opisującej osiadania pała w zależności od przełożonego obciążenia, co w literaturze można spotkać pod nazwą krzywej Q-s. Na podstawie tej krzywej wyznacza się nośność badanego pała. Niestety, jeżeli badanie nie przekroczyło obszaru sprężystej pracy pała, niezbędna w szacowaniu nośności może się okazać ekstrapolacja otrzymanych wyników, co może prowadzić do pewnych błędów.

2. Określenie nośności pała

Podstawowym problemem, który pojawia się podczas projektowanie fundamentów pałowych jest właściwe określenie nośności pała, co może przysparzać pewnych trudności. Nośność graniczna pała jest określana jako najmniejsza wartość obciążenia pała, powyżej której następuje niekontrolowany przyrost osiadań i brak ich stabilizacji. [6]. Niestety definicja ta daje szerokie pole interpretacji, gdyż często w przypadku zależności Q-s, występują trudności z dokładnym określeniem tego punktu. Na przestrzeni lat powstało wiele prac, zawierających metody pozwalające na oszacowanie nośności pała [7,8,9,10,11]. W celu ujednoczenia tego zagadnienia, za nośność graniczną często przyjmuje się taką siłę przyłożoną do pała, dla której osiadania wynoszą 10 % wartości jego średnicy. Takie podejście jest również proponowane w Eurokodzie 7 [12]. Zależność ta jednak nie uwzględnia np. warunków gruntowych, technologii wykonania pała, czy sprężystego skrócenia trzonu pała.

3. Metody wyznaczania nośności granicznej pała

Na przestrzeni lat powstało wiele metod, które pozwalają na oszacowanie nośności granicznej pała. Wybór odpowiedniej metody zależy zarówno od ciężko zależy od doświadczenia badacza i możliwość odniesienia się do konkretnej bazy wcześniejszych doświadczeń. Fellenius w swojej pracy [3] poleca metody Davidssona, Brincha-Hansena 80 %, China oraz Butlera i Hoya. Z powodu

ograniczonego miejsca w pracy opisano 3 pierwsze metody, do tego bardziej współczesną metodę Decourta [10] i lokalną, bardziej rozbudowaną metodę zaproponowaną przez Meyera [11].

3.1. Metoda Davissona [9]

Jest to jedna z najbardziej znanych metod, zwłaszcza w USA. Pozwala ona na oszacowanie „wartości granicznej Davissona” (ang. Davisson’s limit value), definiowanej jako obciążenie odpowiadające sprężystemu skróceniu pala, zwiększonemu o pewną wartość, zależną od średnicy pala. Wyznacza się ją za pomocą:

$$s_{ult} = \frac{L}{AE}Q + (3,8 + 0,008 \cdot D), \quad (1)$$

gdzie s_{ult} to szukane przemieszczenie [mm], D - średnica pala [mm], L - długość pala [mm], AE - pole przekroju poprzecznego pala pomnożone przez jego sztywność [kN], Q - obciążenie korespondujące s_{ult} [kN]. Wartość tą określa się poprzez znalezienie przecięcia wykresu Q - s z krzywą określoną równaniem (1).

Należy mieć na uwadze, że wartość graniczna Davissona niekoniecznie odpowiada obciążeniu granicznemu pala, gdyż została opracowana dla założenia, że nośność jest osiągnięta dla małych przemieszczenia podstawy pala, charakteryzującej głównie pale wbijane. Dla innych rodzajów pali może dawać zbyt zachowawcze wyniki.

3.2. Metoda China [8]

Metoda jest uszczegółowieniem dla pali bardziej ogólnej, zaproponowanej przez Kondnera, metody dotyczącej gruntów [7]. W metodzie China został zaproponowany hiperboliczny kształt wykresu Q - s , który można opisać równaniem:

$$Q = \frac{s}{s \cdot C_1 + C_2}, \quad (2)$$

gdzie C_1 i C_2 to dwie bezwymiarowe stałe. Nośność graniczna jest asymptotą hiperboli, wyznaczaną z następującej zależności:

$$N_{gr} = \frac{1}{C_1}, \quad (3)$$

Należy pamiętać, że metoda China może być wykorzystywana dopiero, gdy podczas

próbnego obciążenia statycznego osiągnie się wartość graniczną Davissona, w przeciwnym razie wyniki mogą być niemiarodajne.

3.3. Metoda Brinch-Hansena - 80 % [7]

W tej metodzie zakłada się paraboliczny kształt krzywej Q-s, opisany wzorem (4). Za nośność graniczną uznaje się tutaj punkt o współrzędnych (s, Q(s)), dla którego punkt (0,25s, 0,8Q(0,25s)) również leży na tej krzywej. Przemieszczenie graniczne i nośność graniczną można wyznaczyć z zależności (5) i (6).

$$Q = \frac{\sqrt{s}}{s \cdot C_3 + C_4}, \quad (4)$$

$$s_{gr} = \frac{C_4}{C_3}, \quad (5)$$

$$N_{gr} = \frac{1}{2\sqrt{C_3 C_4}}, \quad (6)$$

gdzie C_3 i C_4 to stałe dla metody Brincha-Hansena. Odmianą tej metody jest metoda Brinch-Hansena 90 %.

3.4. Metoda Decourt [10]

Decourt zaproponował metodę podobną do metody China i Brinch-Hansena. Zależność pomiędzy obciążeniem, a osiadaniem i nośność graniczną wyznacza się z następujących zależności.

$$Q = \frac{C_6 s}{1 - C_5 s}, \quad (7)$$

$$N_{gr} = \frac{C_6}{C_5}, \quad (8)$$

Metoda ta daje porównywalne wyniki do metody China. Jej zaletą jest możliwość łatwego śledzenia procesu powstawania krzywej w układzie osi transformowanych Q/s-Q [10]

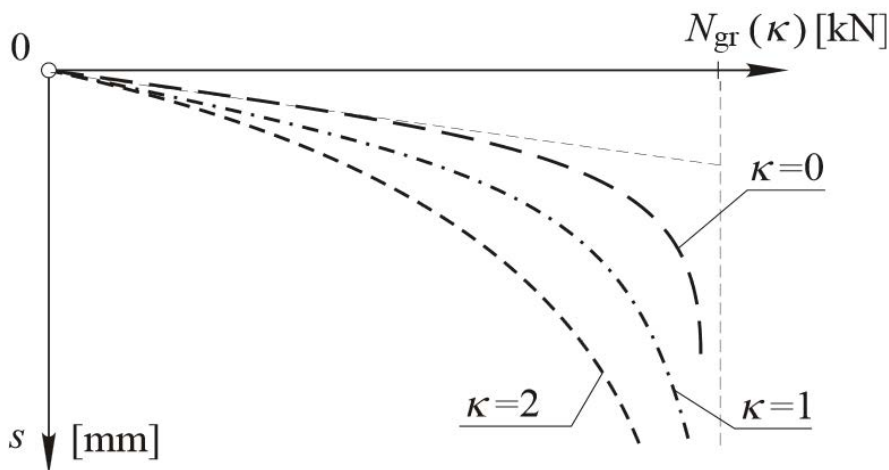
3.5. Metoda Meyera [11]

W metodzie tej zależność pomiędzy osiadaniami, a przyłożonym obciążeniem przedstawia zależność:

$$s = CN_{gr} \frac{\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right)^{\kappa} - 1}{\kappa}, \quad (9)$$

gdzie s -osiadania [mm], C – parametr opisujący sprężystą pracę gruntu [mm/kN], N - siła przyłożona do pała [kN], N_{gr} – nośność graniczna pała [kN], κ – bezwymiarowa stała [-].

Najważniejszą różnicą pomiędzy tą metodą, a pozostałymi metodami jest występowanie stałej κ , która odpowiada za odpowiednie zamodelowanie kształtu wykresu Q - s .



Rys. 2. Wpływ współczynnika κ na kształt krzywej Q - s [11].

Proponowana krzywa ma asymptotę pionową $N \rightarrow N_{gr}$. Tak jak w pozostałych metodach, wykorzystując wyniki próbnych obciążeń statycznych $\{s, N\}$, wyznacza się parametry krzywej – C , κ i N_{gr} . Parametr C wyznaczany jest z liniowego zakresu pracy krzywej, natomiast do wyznaczenia parametrów N_{gr} i κ należy skorzystać z metody najmniejszych kwadratów. Dokładną procedurę wyznaczania krzywej opisano w [11,13].

4. Przykład obliczeniowy

W celu porównania opisanych metod przeprowadzono analizę wykresu Q - s w oparciu o wyniki próbnych obciążeń statycznych zamieszczonych w [9]. Testowany pał został wykonany

w technologii SDP o wymiarach: średnica 0,4 m i długość 9 m. Grunty składały się z nasypów niekontrolowanych i torfów w górnej części pala i nawodnionych piasków drobnych z niewielką domieszką pyłów w dolnej części pala. Wyniki badania zestawiono w Tab. 1.

Tablica 1. Wyniki próbnych obciążeń statycznych

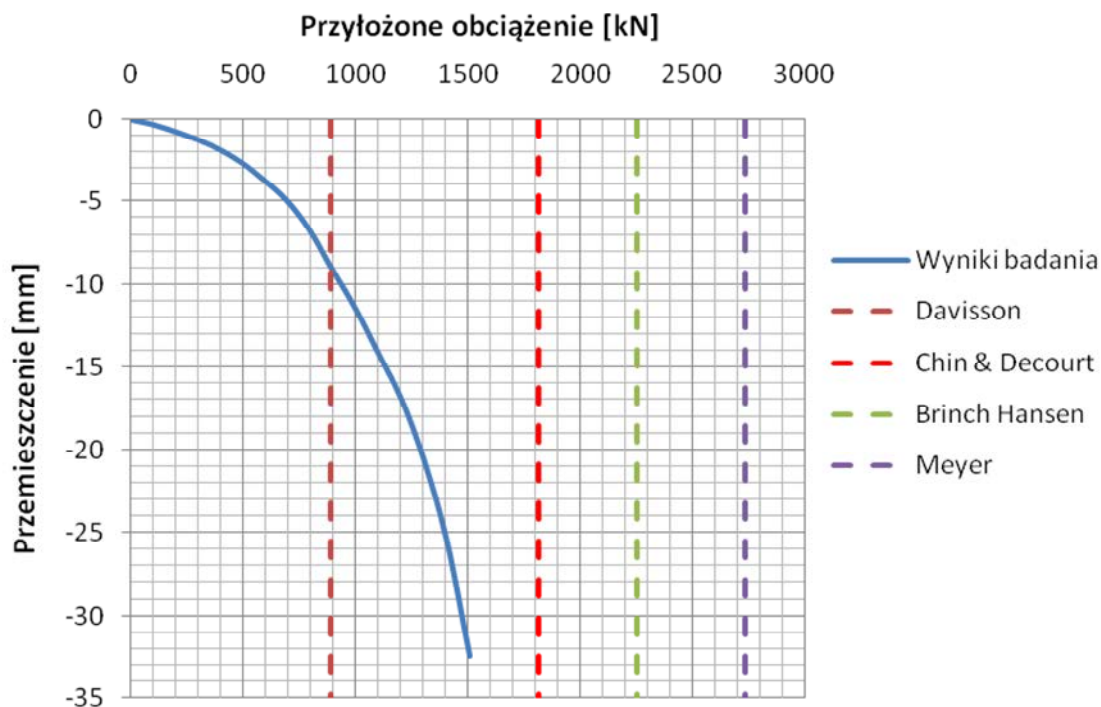
N [kN]	104	231	359	487	589	691	794	896	998	1100	1203	1305	1407	1509
s [mm]	0,32	0,88	1,57	2,57	3,66	4,89	6,68	9,07	11,39	14,07	16,89	20,60	25,49	32,41

5. Wyniki obliczeń

Wykorzystując wyniki przeprowadzonych próbnych obciążeń statycznych dokonano wyznaczenia równania krzywej Q-s używając wymienionych w punkcie 3 metod, a następnie wyznaczono wartości nośności granicznej. Wyniki przedstawiono w tab. 2, a graficzne zestawienie nośności granicznej według poszczególnych metod z rezultatem badania na rys. 3.

Tablica 2. Nośność graniczna pala oszacowana poszczególnymi metodami.

Metoda	Davisson	Chin	Brinch-Hansen	Dacourt	Meyer
Nośność graniczna [kN]	890	1815	2256	1816	2735



Rys. 3. Graficzne porównanie wyników szacowania nośności granicznej z wynikami badania.

6. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawione zostały metody pozwalające oszacować nośność graniczną pala i wykreślić krzywą Q-s na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych. Dla przykładowych wyników badania zostało pokazano, jak wyglądają próby oszacowania nośności w przypadku zastosowania kilku wybranych metod.

Przeprowadzone obliczenia pokazują duży rozstrzał pomiędzy wynikami szacowania nośności w zależności od zastosowanej metody. Niestety zjawisko to nie jest odstępstwem od reguły [3]. Metoda Davissona jest powszechnie uważana za metodę bardziej zachowawczą, a Brinch-Hansena za liberalną, co uzyskało potwierdzenie w przeprowadzonych obliczeniach. Metoda Davissona daje dużo mniejsze rezultaty. Jest to najprawdopodobniej spowodowane faktem, że zawiera ona współczynniki bezpieczeństwa związane z metodą naprężeń dopuszczalnych, dla których została ona opracowana.

Nośność oszacowana metodą China jest najbliższa dla obciążenia odpowiadającemu osiadaniom równym 10 % średnicy, czyli wartości zakładanej przez Eurokod 7. Podobnie prezentują się wyniki uzyskane metodą Dacourt. Metoda Meyera dała wartość największą, bardzo odbiegającą od pozostałych metod, ale ta metoda jest stosunkowo młoda i pewne jej aspekty wymagają jeszcze dopracowania (np. znalezienie zależności pomiędzy współczynnikiem κ , a sposobem pracy pala) o czym wspomina autor [11].

Wybór odpowiedniej metody do szacowania nośności granicznej, powinien się opierać na wcześniejszych doświadczeniach badacza i wymaga przeprowadzenia analizy dla większej ilości badań. Tutaj przewagę mają metody China i Brinch-Hansena, które już są stosowane od wielu lat i zostały zweryfikowane przez wielu badaczy. Zalecane jest również nie zamykanie się na jedną metodę, tylko posiłkowanie się kilkoma metodami jednocześnie, a samo oszacowanie nośności granicznej powinno jeszcze korespondować z wyborem odpowiedniego współczynnika bezpieczeństwa.

Literatura

- [1] <http://www.testconsult.co.uk/newsdetail.aspx?dept=all&id=69>
- [2] <http://www.aarsleff.com.pl/badania-i-pomiary/badania-i-pomiary/badania-statyczne-nosnosci-pali/>
- [3] Fellenius B.H.: The analysis of results from routine load tests. *Ground Engineering*, Vol. 13, No. 6, September 1980, s. 19-31.

- [4] Gwizdała K.: Fundamenty Palowe. T.2 Badania i zastosowania. Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa, 2012 r.
- [5] PN-83/B-02482. Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- [6] Rybak J., Metody obliczania nośności granicznej pali fundamentowych, *Górnictwo i Geoinżynieria*, Rok 32, Zeszyt 2, 2008
- [7] Brinch Hansen J.: Discussion: Hiperbolic stress-strain response. Cohesive soils, *ASCE, J. SMSFD*, Vol. 89, SM4 1963, s. 241-242.
- [8] Chin F.K.: Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure, *Proc. 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engng.*, 1970, s. 81-90.
- [9] Davisson M.T. High capacity piles., *Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, American Society of Civil Engineers, ASCE Illinois Section, Chicago, 1972, s. 81-112.
- [10] Decourt L., Behaviour of foundations under working load conditions., *Proceedings of the Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Foz Dolguassu, Brazil, August 1999, Vol. 4., s. 453-488
- [11] Meyer Z.: Static load test. Short series interpretation. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol XXXVI, No. 2, 2014.
- [12] Fellenius B.H.: What capacity value to choose from the results of static load test. *Deep Foundation Institute*, Fulcrum Winter 2001, pp. 19 – 22 and Fall 2001, pp. 23 - 26
- [13] Meyer Z., Szmechel G.: Wybór funkcji aproksymującej parametry modelu krzywej obciążenie-osiadanie dla pali prefabrykowanych na podstawie testów statycznych, *Budownictwo i Architektura*, 12(3), 2013, s. 105-112.
- [14] PN-EN 1997-1:2008 – Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne; część 1: Zasady Ogólne

ESTIMATION OF PILE BEARING CAPACITY BASED ON STATIC LOAD TEST

Summary

Among many pile testing methods static load test (SLT) is considered as a most reliable method. Very important role plays proper test results evaluation. In paper, basing on static load test, few methods of pile bearing capacity and load-displacement curve estimation were presented. Application of these methods for practical example of static load test was introduced. Basing on conducted calculations differences between these methods and some conclusions were presented

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Włodzimierz Brząkała, prof. PWr., Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska.



silos, problemy eksploatacyjne, rozwiązania patentowe

Joanna BONIECKA¹

PRZEGLĄD WYBRANYCH ROZWIĄZAŃ PATENTOWYCH KONSTRUKCJI SILOSÓW

W referacie przedstawiono wybrane rozwiązania patentowe konstrukcji silosów powstałe w XX i XXI wieku. Rozwiązania te stanowią odpowiedź na szereg problemów wiążących się z zagadnieniami projektowania konstrukcji silosów. Jako najważniejsze należy tu wymienić występujące problemy eksploatacyjne i efekty dynamiczne. Poprzez likwidację lub ograniczenie wpływu tychże problemów opisywane rozwiązania mogą przyczynić się do wzrostu bezpieczeństwa użytkowania silosów.

1. Potrzeba poszukiwania nowych rozwiązań

Jak w każdej dziedzinie budownictwa, tak i w konstrukcjach silosów trwają nieprzerwane badania mające na celu osiągnięcie lepszych rozwiązań: bardziej ekonomicznych, ale i bezpieczniejszych, mniej podatnych na problemy eksploatacyjne. Tradycyjne konstrukcje często ulegają awariom. Przyczyn jest wiele, łącznie z błędami na etapie projektowania i wytworstwa obiektów. Nie bez znaczenia pozostają jednak niedostatecznie rozpoznane zagadnienia nośności i stateczności powłok oraz obciążeń od składowanego materiału. Do dodatkowych problemów należy zaliczyć występowanie obciążeń dynamicznych, a także problemy eksploatacyjne powstające przy materiałach kohezyjnych - przesklepienia i nawisy. Utrudniają lub nawet uniemożliwiają one wypływ materiału z silosu, a ich likwidacja prowadzić może do awarii konstrukcji (oberwanie nawisu stanowi silne obciążenie dynamiczne).

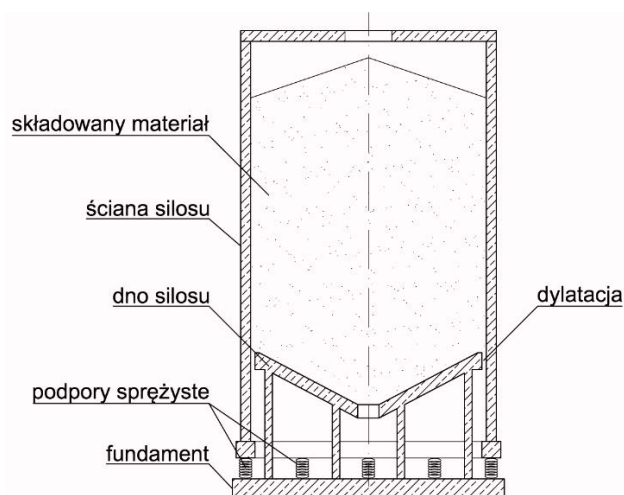
Dlatego też obok powszechnego pędu ku konstrukcjom bardziej ekonomicznym, występuje tutaj drugi trend zmierzający do osiągnięcia konstrukcji bardziej bezpiecznych. I właśnie temu drugiemu trendowi poświęcony jest niniejszy referat.

2. Silos o ścianach na podporach sprężystych

Od wielu lat badacze próbują osiągnąć mniejsze współczynniki tarcia i/lub mniejsze ilorazy parcia bocznego K oraz zmniejszyć oddziaływania dynamiczne. Jedną z takich prób opisuje patent autorstwa Andrzeja Łapki z roku 1987 [5]. Autor opracował koncepcję silosu, w której ściany

¹ Doktorantka Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

oparte są na fundamencie za pośrednictwem układu podpór sprężystych (rys. 1). Jednocześnie ściany są oddzielone od dna poprzez przerwę dylatacyjną. Umożliwia to ich odwracalne przemieszczenia pionowe. Tak więc podczas napełniania silosu rośnie siła tarcia między składowanym ośrodkiem sypkim a płaszczem silosu, powodując przemieszczenia pionowe ściany w dół. Podczas opróżniania siły tarcia maleją, a ściana może wrócić do pierwotnej pozycji. Dno komory pozostaje nieruchome, tak jak i masa spoczywającego na nim materiału. Ściany silosu mogą mieć dowolny kształt. Mogą być wykonane zarówno ze stali, jak i z żelbetu. Istotna jest ich swoboda pionowego przesuwu. Powoduje ona zmniejszenie sił stycznych na obwodzie ściany, a więc i naporu poziomego na ścianę. Dodatkową zaletą jest zmniejszenie drgań ścian wywołanych przez pracę przenośników transportujących materiał sypki. Głównym obciążeniem płaszcza silosu jest w tym wypadku parcie poziome materiału i na ogół to ono decyduje o grubości ściany.



Rys. 1. Rysunek koncepcyjny silosu o ścianach podatnych

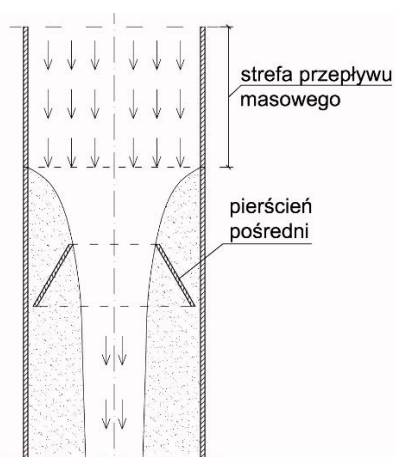
Omówione rozwiązanie nie znalazło szerszego zastosowania. Jest to jednak jedna z pierwszych prób wykorzystania podatności pionowej ścian silosu jako sposobu na zmniejszenie przejmowanych przez nie obciążeń. Koncepcja ta wprowadziła wielkość pionowego przesuwu ściany względem nieruchomej masy materiału jako ważny parametr, od którego zależą naprężenia w ścianie konstrukcji.

3. Silosy zmniejszające występowanie efektów dynamicznych

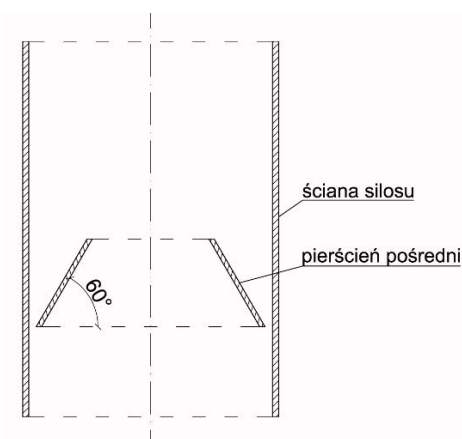
Ważnym problemem przy konstrukcji silosów jest występowanie efektów dynamicznych. Powodują one nie tylko uciążliwy dla otoczenia hałas, ale też mogą stanowić przyczynę powstania

awarii i katastrof budowlanych, tak obiektów usytuowanych w pobliżu silosu (poprzez powstawanie drgań w podłożu gruntowym), jak i samej konstrukcji silosu.

Próbie likwidacji tego problemu podjął M. Niedostatkiewicz [6]. Zauważył on, że wpływy dynamiczne maleją, jeśli smukły silos wyposażony jest w specjalną wkładkę zmieniającą profil wypływu materiału z silosu (rys. 2). Tak powstała koncepcja zastosowania zmodyfikowanego pierścienia wewnętrznego (rys. 3). Pierścień ten musi mieć specjalnie dobrany kształt - tak, by pozwolił na zachowanie przepływu masowego materiału. Inaczej powstałby problem z tworzeniem się stref martwych (problem ten ma miejsce w przypadku wypływu kominowego). Dlatego też przyjęto odpowiedni kąt nachylenia pobocznic pierścienia pośredniego (60° - jest to kąt, który w przypadku pochylenia leja zapewnia przepływ masowy). Pierścień ponadto musi mieć na tyle dużą średnicę wewnętrzną, by nie spowalniał znacząco tempa wypływu materiału, a jednocześnie na tyle małą - by zredukował efekty dynamiczne. Metodą doświadczalną M. Niedostatkiewicz dobrał odpowiednie wymiary i położenie pierścienia, które zapewnia redukcję niekorzystnych zjawisk, jednocześnie pozwalając zachować masowy wypływ materiału na jak największej wysokości silosu.



Rys. 2. Zmiana profilu wypływu materiału z silosu wskutek zastosowania pierścienia pośredniego



Rys. 3. Pierścień wewnętrzny zmniejszający efekty dynamiczne

Omawiane rozwiązanie oprócz oczywistych zalet ma także jedną sporą wadę - stosowane być może jedynie przy składowaniu materiałów całkowicie bezkohezyjnych. W przyrodzie natomiast materiałów tych zbyt wiele nie ma. Nawet substancje na ogół sypkie mogą okresowo uzyskiwać właściwości kohezyjne. W takim zaś przypadku stworzenie jakiegokolwiek przewężenia na drodze, którą materiał pokonuje podczas opróżniania, może stanowić przeszkodę, na której powstaną przesklepienia.

4. Silos z systemem udroźniania

Wspomniane wcześniej przesklepienia stanowią jeden z ważniejszych problemów, z jakimi mierzyć się muszą projektanci i użytkownicy silosów. Dlatego też problem ich likwidacji niejednokrotnie był poruszany przez różnych naukowców. Rozwiązaniem mogą być specjalne urządzenia, takie jak na przykład działa powietrzne. Patent takiego działa przedstawił w 1993 r. Maury Hans-Dietmar [2], przy czym należy zaznaczyć, że jest to jedno z bardzo wielu rozwiązań podobnych urządzeń. Pomysł polega na zamontowaniu w silosie działa służącego do usuwania nawisów i narostów materiału. Ma ono wytwarzać silne impulsowe podmuchy powietrza w określonych odstępach czasu lub też jedynie w chwili powstania nawisów. Najważniejszym parametrem działa jest wielkość tworzonego przez niego impulsu powietrza. To zaś w znacznym stopniu zależy od rozmiarów i ukształtowania zaworu wylotowego.

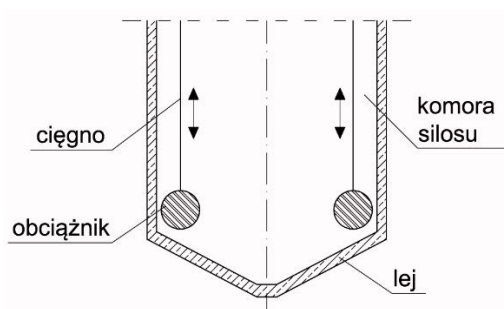
W opisywanym rozwiązaniu zbiornik ciśnieniowy zamocowany jest do płaszcza silosu za pomocą wsporników (rys. 4). Na zbiorniku tym znajduje się urządzenie sterujące uruchamiające zawór wylotowy. Otwarcie zaworu powoduje wysłanie impulsu powietrza, który trafia do silosu i likwiduje powstałe nawisy.



Rys. 4. Działo powietrzne zamocowane do płaszcza silosu

Inną koncepcję przedstawili w 2007 r. Jacek Leszczyński i Mariusz Ciesielski w opisie patentu "Silos i sposób udroźnienia silosu" [1].

Rozwiązanie obejmuje samą konstrukcję silosu jako zamkniętą komorę o przekroju kwadratowym z lejem. Wewnątrz tej komory, w pobliżu ścian, na poziomie połączenia komory z lejem, umieszczone są obciążniki (rys 5). Powinny mieć one powierzchnię kulistą lub zbliżoną do kulistej. W opisywanym patencie zaproponowano ich skonstruowanie w postaci dwóch połączonych z sobą czasz wypełnionych stalowymi kulkami. Obciążniki zawieszono na cięgnach przemieszczanych wzdłuż wysokości komory. Powinny być ponadto zabezpieczone przed ruchami poprzecznymi.



Rys. 5. Silos z systemem udroźniania

Jeśli w tak zaprojektowanym silosie wystąpi zablokowanie wypływu materiału, to zamontowane cięgna z obciążnikami powinny zostać przesunięte w górę. W ten sposób obciążniki zerwą powstałe nawisy i zalegający materiał w strefie przyściennej, wymuszając przy okazji przepływ masowy. Po udroźnieniu silosu cięgna luzuje się, a obciążniki opadają wraz z wypływającym materiałem, powracając do pierwotnego położenia.

Warto zauważyć, że obciążniki mają wywołać przepływ masowy dopiero po powstaniu nawisu lub przesklepienia. Wcześniej przepływ ten z dużym powodzeniem może być kanałowy. Gwałtowne usunięcie zalegającego materiału za pomocą obciążników może wywoływać efekty dynamiczne, które muszą zostać przeniesione przez konstrukcję.

5. Silosy o ścianach podatnych

Powracającym wciąż pytaniem jest kwestia, czy można skonstruować silos niewrażliwy na działanie efektów dynamicznych, zapewniający masowy wypływ materiału i zapobiegający powstawaniu nawisów? Kolejny przedstawiony patent stanowi odpowiedź na te wymagania. Napelnięty ziarnem worek samoistnie utrzymuje walcowy kształt mimo braku jakiegokolwiek sztywności. To szczególne zjawisko stało się punktem wyjścia kolejnych rozwiązań patentowych autorstwa Eugeniusza Hotały [3, 4].

Na początku należy zauważyć, że to, w jakim stopniu obciążenie od składowanego materiału jest przekazywane na płaszc i dno silosu, zależy w dużym stopniu od podatności ścian. Ściany bardziej podatne przejmują mniejsze obciążenia (przy czym mocniej obciążone jest w tej sytuacji dno silosu). W tradycyjnych silosach obciążenia od składowanego ośrodka rozkładane są na płaszc i dno silosu w stosunku około 1:1. W opisywanym badaniu jako idealny przypadek uznano silos, w którym całość obciążenia pionowego przejmuje dno silu. Ściany takiego silosu mają zerową sztywność, a parcie od składowanego materiału jest parciem hydrostatycznym.

Istnieją dwa sposoby zmniejszenia obciążeń przejmowanych przez ściany silosu - zmniejszenie ilorazu parcia bocznego K lub też zmniejszenie współczynnika tarcia materiału o płaszc. Pierwszy ze współczynników można zmniejszyć na przykład poprzez mocne nawilżenie składowanego materiału. Rozwiązanie to jest jednak na ogół niekorzystne dla tego materiału. Bezpieczniej jest zmniejszyć współczynnik tarcia. Zawsze jednak pojawia się pytanie o ekonomiczne podstawy takich działań. Okazuje się, że zmniejszenie współczynnika tarcia μ do poziomu poniżej 0,05 jest bardzo kosztowne, a dopiero wtedy można mówić o faktycznym odciążeniu płaszcza.

Celem badań prowadzonych pod przewodnictwem E. Hotały było znalezienie konstrukcji silosu, w którym podatność płaszcza zapewnia, że będzie on przenosił maksymalnie 20% obciążeń od ciężaru składowanego materiału. W takim silosie występowałby przepływ masowy ośrodka rozdrobnionego i nie istniałoby ryzyko powstawania przesklepień i utrudnień eksploatacyjnych przy opróżnianiu silosu. Racjonalna konstrukcja powinna w tym wypadku mieć płaskie dno, by prawie hydrostatyczne parcie materiału nie obciążało nic poza fundamentem.

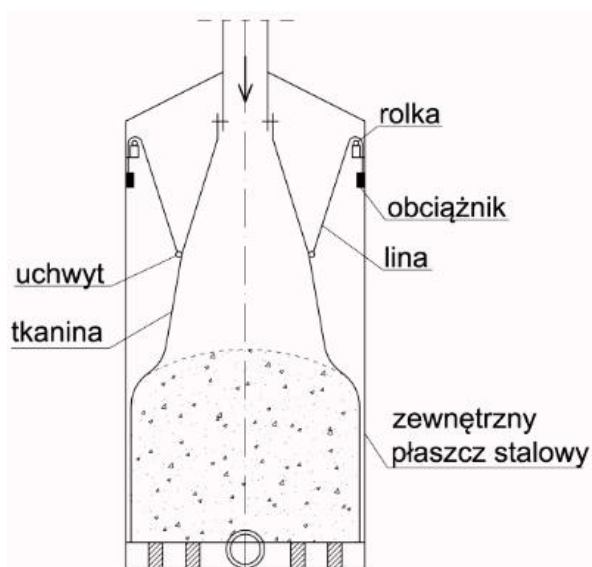
W ten sposób powstał patent rozwiązania konstrukcyjnego silosu o wiotkich ścianach. Koncepcja dotyczy zbiornika do składowania trudnosypliwych materiałów, zwłaszcza biomasy.

W opisywanym rozwiązaniu dach silosu oraz walcowy płaszc wykonane są z tkaniny technicznej lub materiału o takich samych właściwościach. Zarówno płaszc, jak i dach nie mają sztywności południkowej, a więc nie przenoszą naprężeń ściskających w tym kierunku. Płaszc przenosi jednak naprężenia równoleżnikowe rozciągające pochodzące od parcia bocznego składowanego ośrodka. Stąd tkanina techniczna musi mieć wystarczającą wytrzymałość na rozciąganie.

Podczas opróżniania ściana i dach odkształcają się swobodnie wraz z wpływającym ośrodkiem. Tkanina podwieszona jest na konstrukcji wsporczej (rys. 6). Ważne jest jednak, by podwieszenie to nie było sztywne i pozostawiło swobodę odkształceń płaszcza. W tym celu wykorzystano system, w którym tkanina połączona jest z linami za pomocą uchwytów. Liny te przerzucone są przez rolki, a na ich końcach znajdują się obciążniki o łącznym ciężarze nieznacznie

przekraczającym ciężar tkaniny. Służą one do podnoszenia tkaniny po zakończeniu opróżniania silosu. Konstrukcja napełniana jest od góry rurą zasypową. Ma ona płaskie dno, a rozładunek odbywa się w sposób mechaniczny. Powórne napełnienie zbiornika może nastąpić dopiero po jego całkowitym opróżnieniu.

Zgłoszone zostały do opatentowania dwa niezależne pomysły - z jednej strony zastosowanie opisywanego mechanizmu niezależnie, jako wolnostojące silosy. Z drugiej - wykorzystanie tego systemu jako sposobu wzmocnień istniejących konstrukcji silosów.



Rys. 6. Patentowe rozwiązanie autorstwa E. Hotały zbiornika z tkaniny technicznej na materiały trudnosypliwie

Opisane rozwiązanie całkowicie eliminuje występowanie częstych problemów eksploatacyjnych, takich jak nawisy i przesklepienia. Niemożliwe jest zastosowanie tutaj grawitacyjnego opróżniania silosu, jednak przy tak rozwiniętych technologiach mechanicznych zagadnienie to nie stanowi już problemu.

6. Podsumowanie

Konstrukcje silosów stanowią wciąż stosunkowo słabo zbadaną dziedzinę budownictwa. Między innymi z tego powodu występuje tak wiele awarii i katastrof opisywanych konstrukcji. Trudno się więc dziwić, że silosy stanowią ciągły obszar zainteresowania i badań wielu naukowców. Wszystkie opisywane rozwiązania patentowe przyczyniły się do rozpoznania, zdefiniowania i rozwiązania problemów występujących w konstrukcjach silosów, nawet jeśli przedstawione patenty nigdy nie były (i być może nie będą) stosowane w przemyśle.

Literatura

- [1] Ciesielski M., Leszczyński J.: Silos i sposób udrożnienia silosu - opis patentowy PL 212004 zgłoszony 15.05.2007r. Urząd Patentowy Rzeczpospolitej Polskiej. <http://tech.money.pl/przemysl/patenty/pl-141150-384123.html>
- [2] Hans-Dietmar M.: Działo powietrzne do usuwania przywarłych narostów i spiętrzeń materiału sypkiego. Opis patentowy PL 173444 zgłoszony 20.10.1993r. Urząd Patentowy Rzeczpospolitej Polskiej. <http://tech.money.pl/przemysl/patenty/pl-141150-384123.html>
- [3] Hotała E.: Stalowe silosy na produkty rolne – rozwiązania konstrukcyjne, analizy nośności, trwałość, awarie. *Budownictwo na obszarach wiejskich. Nauka, praktyka, perspektywy.* Politechnika Lubelska, 2013, s. 231-243.
- [4] Hotała E., Aniszczuk A: Prototypowa konstrukcja silosu o wiotkim płaszczu do składowania biomasy. *Materiały budowlane.* 2013, Nr 5, s. 52-54.
- [5] Łapko A.: Komora silosu na sypkie materiały ziarniste. Opis patentowy patentu tymczasowego opublikowany 30.11.1987r. Urząd Patentowy PRL. <http://tech.money.pl/przemysl/patenty/pl-141150-384123.html>
- [6] Niedostakiewicz M.: Zastosowanie zmodyfikowanego pierścienia wewnętrznego jako metody redukcji efektów dynamicznych podczas opróżniania silosów smukłych. *Acta Agrophysica,* 2008, Nr 3, s. 703-713.

Review of selected silo construction patents

Summary

The article presents selected silo construction patents created in the twentieth and twenty-first century. There are a lot of problems in the field of silo construction. The most significant are dynamic effects and the operation problems (agglomerations and archings formed with material). That is why many researchers are looking for new solutions of safer and more efficient constructions.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Eugeniusz Hotała, prof. PWr, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska



systemy monitorowania, czujniki strunowe, bezpieczeństwo

Tomasz HOWIACKI¹

AUTOMATYCZNE SYSTEMY MONITOROWANIA KONSTRUKCJI – BEZPIECZEŃSTWO, DIAGNOSTYKA, NAUKA

W niniejszym referacie przedstawiono nowoczesne systemy monitorowania konstrukcji budowlanych na przykładach konkretnych realizacji. W każdym przypadku zwrócono uwagę na różne cele wykonywania pomiarów, związane przede wszystkim z kwestiami bezpieczeństwa, diagnostyki czy zagadnień naukowych. W praktyce bardzo często cele te realizowane są jednocześnie. Omówiono podstawowe informacje związane z systemami monitorowania konstrukcji oraz zasadą działania czujników strunowych, które zastosowano w przytoczonych przykładach. W artykule przedstawiono pracę systemów monitorowania zainstalowanych na kablobetonowych dźwigarach w halach sportowych Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kopcu Kościuszki w Krakowie oraz na Moście Rędzińskim we Wrocławiu.

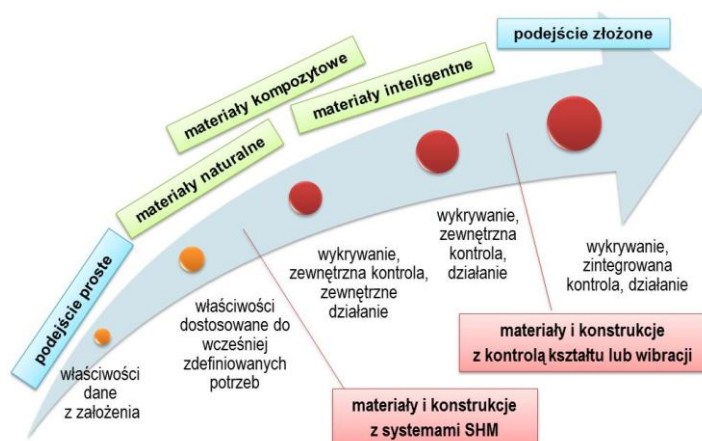
1. Wprowadzenie

Współcześnie, mimo dynamicznego rozwoju komputerowych metod obliczeniowych oraz tworzeniu coraz dokładniejszych modeli materiałowych, wciąż najlepszą i najbardziej precyzyjną odpowiedzią na pytanie o poprawność danego rozwiązania pozostaje zbadanie go w praktyce. Rozważania teoretyczne, symulacje czy nawet bardzo dokładne modele nigdy nie są w stanie odzwierciedlić całej złożoności materii, zjawisk i procesów. „Łatwiej i lepiej poznaje się zjawiska drogą doświadczalną, niż drogą wgłębiania się w schematy teoretyczne, które przecież nigdy nie są w stanie dokładnie zjawisk odzwierciedlać” - słowa profesora Zbigniewa Wasiutyńskiego bardzo dobrze wpisują się w ideę systemów monitorowania, które dostarczają nam wiedzy o konstrukcjach na podstawie pomiarów zrealizowanych w rzeczywistych warunkach ich pracy. Odczyty wskazań czujników uwzględniają wszystkie imperfekcje, charakterystyki materiałowe, wpływ procesów reologicznych, warunki zewnętrzne, sposób użytkowania, technologię wykonania, itp. Tworzona w ten sposób ogromna baza danych stanowi podstawę do szczegółowej analizy pracy konstrukcji, weryfikacji poprawności przyjętych założeń (uproszczeń) na etapie projektowania, poprawy bezpieczeństwa, oceny stanu technicznego czy efektywnego zarządzania obiektem.

¹ Doktorant Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowska

2. Systemy monitorowania konstrukcji

Systemy monitorowania (ang. Structural Health Monitoring) stanowią wypadkową wielu urządzeń technicznych (m.in. czujników, rejestratorów, komputerów) współpracujących ze sobą w celu gromadzenia, przesyłania i przetwarzania danych związanych z pracą konstrukcji [1]. Zawsze jednak należy pamiętać, że na końcu całego procesu stoi inżynier, do którego należy interpretacja wyników i podejmowanie ostatecznych decyzji.



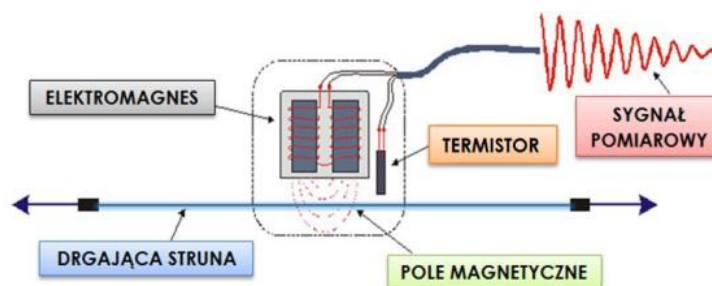
Rys. 1. Rozwój materiałów i konstrukcji inżynierskich, w tym konstrukcji z SHM [2]

Projektowanie systemów SHM opiera się na wykorzystaniu wiedzy interdyscyplinarnej, łączącej takie dziedziny nauki jak konstrukcje budowlane i inżynierskie, mechanika (dynamika) budowli, inżynieria materiałowa, informatyka czy elektronika. Należy rozważyć wiele aspektów związanych z wyborem mierzonych wielkości fizycznych, lokalizacją miejsc pomiarowych, częstotliwością pomiarów, liczbą i dokładnością czujników oraz samą techniką pomiarową.

Do najważniejszych zalet systemów monitorowania zaliczyć należy możliwość zwiększenia bezpieczeństwa konstrukcji (a tym samym użytkowników), oceny jej stanu technicznego w sposób ciągły z inżynierskiego punktu widzenia (pomiar realizowany np. co kilkanaście minut), efektywnego zarządzania obiektem czy tworzenia bazy danych dla celów naukowych i projektowych. Należy jednak zwrócić uwagę, że niedoskonałe konstrukcje obserwujemy wciąż niedoskonałymi narzędziami. Dlatego tak ważne jest, aby do wyników podchodzić krytycznie i mieć świadomość błędów, które w trakcie całego procesu mogły zostać wygenerowane. Umiejętna interpretacja danych stanowi duże wyzwanie dla inżynierów. Obecnie trwają badania nad nowymi rozwiązaniami pomiarowymi (np. technologia światłowodowa), które dostarczać będą pełniejszych informacji i w przyszłości pozwolą na tworzenie systemów monitorowania coraz bardziej efektywnych, zarówno pod względem inżynierskim, jak i ekonomicznym.

3. Czujniki strunowe

W niniejszym artykule przedstawiono konkretne funkcjonujących systemów monitorowania, które w większości wykorzystują technologię czujników strunowych. Historia komercyjnego wykorzystania tej technologii sięga lat trzydziestych ubiegłego stulecia [3]. Zasada działania czujnika strunowego opiera się na pomiarze zmian częstotliwości drgań własnych struny pod wpływem zmian jej długości (a zatem pod wpływem odkształceń opomiarowanego elementu).



Rys. 2. Zasada działania czujnika strunowego [4]

Należy podkreślić, że czujnikami strunowymi mierzymy takie odkształcenia, które powodują powstanie w konstrukcji naprężeń. W przypadku elementów stalowych odkształcenie to jest wprost zależne od zmian częstotliwości drgań (stalowej) struny, natomiast w przypadku konstrukcji żelbetowych lub innych należy uwzględnić korektę termiczną ze względu na różne współczynniki rozszerzalności termicznej czujnika i konstrukcji (w konstrukcjach żelbetowych relacja σ - ϵ jest o wiele bardziej złożona ze względu na zarysowania materiału). W ogólności można zatem zapisać:

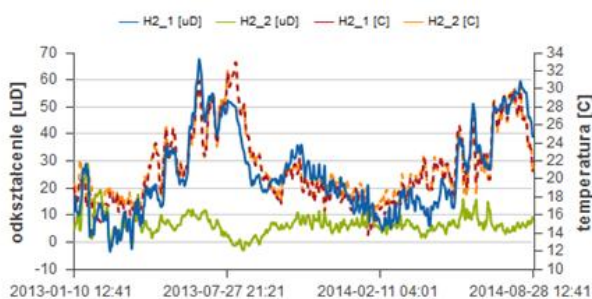
$$\epsilon_{stress} = \epsilon(f) + \epsilon(\Delta T, \alpha_{c,k}) \quad (1)$$

gdzie ϵ_{stress} to odkształcenie powodujące naprężenie, $\epsilon(f)$ odkształcenie związane ze zmianą częstotliwości drgań struny f , a $\epsilon(\Delta T, \alpha_{c,k})$ odkształcenie korygujące zależne od współczynników rozszerzalności termicznej czujnika i elementu konstrukcji $\alpha_{c,k}$, oraz od różnicy temperatur ΔT . W celu wyznaczenia korekty termicznej każdy czujnik strunowy wyposażony jest dodatkowo w termistor. Pozwala to także na analizę pracy konstrukcji poddanej oddziaływaniu temperatury: w rzeczywistości nie istnieją bowiem elementy idealnie swobodne.

4. System monitorowania dźwigarów kablobetonowych

Pierwszy z prezentowanych systemów zainstalowany jest na kablobetonowych,

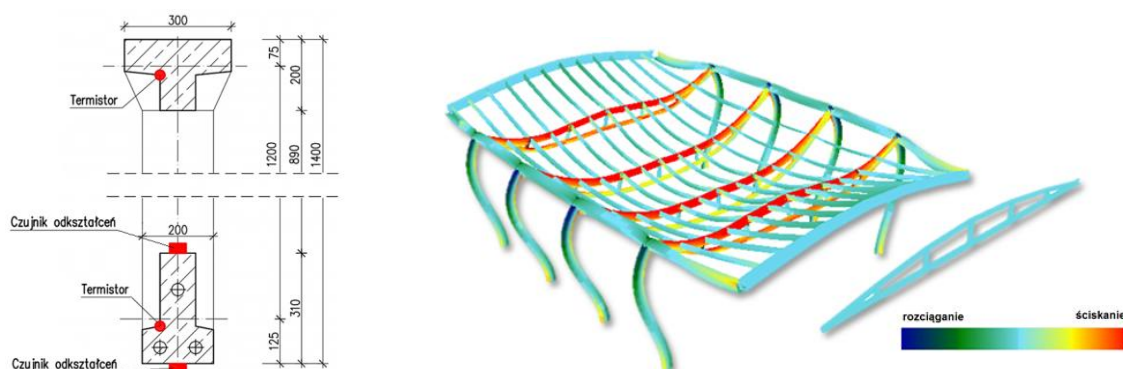
prefabrykowanych dźwigarach oszczędnościowych [5] typu KBO w halach sportowych Uniwersytetu Jagiellońskiego. Dźwigary te stosowano już w połowie zeszłego stulecia: z ich wykorzystaniem powstało w kraju około 850 obiektów, co łącznie przełożyło się na wprowadzenie do użytkowania ponad 10 000 dźwigarów jako elementów nośnych konstrukcji dachów [6]. Niestety, przede wszystkim ze względu na niską kulturę wykonawstwa, agresywne środowisko chlorkowe i wysoką wilgotność powietrza w halach produkcyjnych, a także korozję wżerową stali sprężającej, po kilkudziesięciu latach eksploatacji stan techniczny dźwigarów może budzić zastrzeżenia. Tym bardziej, że obecne wymogi normowe stawiane bezpieczeństwu obiektów budowlanych są bardziej rygorystyczne niż kiedyś. Wykonywane są zatem okresowe inspekcje, jednak dzięki wykorzystaniu współczesnych technik pomiarowych istnieje możliwość stałej obserwacji pracy konstrukcji. Zainstalowany w omawianej hali system monitorowania, wraz z procedurami obliczeniowymi oraz schematami postępowania w przypadku przekroczenia wartości progowych mierzonych wielkości fizycznych, pozwala na bezpieczne i efektywne użytkowanie obiektu. Na dolnych pasach dźwigarów zainstalowano po dwa strunowe czujniki odkształceń oraz termistor, natomiast na pasie górnym po jednym termistorze (Rys. 4). Pomiary wykonywane są co 15 minut, a uzyskane dane przeliczane i prezentowane on-line na platformie pomiarowej. Widok dźwigarów oraz przykładowy wykres odkształceń i temperatur przedstawiono poniżej.



Rys. 3. Widok konstrukcji zadaszenia oraz przykładowy wykres odkształceń pasa dolnego dźwigara

Głównym wyzwaniem dla inżynierów interpretujących wskazania systemu jest uwzględnienie wpływu temperatury na pracę dźwigarów. Przyjmując model płaski dźwigara jako belki wolnopodpartej, obciążenie równomierną temperaturą nie będzie generowało w nim naprężeń. W rzeczywistości należy uwzględnić współpracę dźwigarów z przekryciem (płyty żebrowe). W takim przypadku ogrzanie dźwigarów i przekrycia już o 10 [°C] spowoduje ugięcia dźwigarów porównywalne do tych, które powstałyby pod wpływem równomiernego obciążenia śniegiem o wartości 1 [kN/m²]. Zbudowanie przestrzennego modelu konstrukcji oraz kalibracja systemu w pierwszych miesiącach użytkowania pozwoliła na przyjęcie bezpiecznych, progowych wartości

odkształceń. Ich przekroczenie sygnalizowane jest automatycznie m.in. sygnalizacją świetlną zlokalizowaną w obiekcie, dzięki czemu w takiej sytuacji możliwa jest szybka i sprawna reakcja.



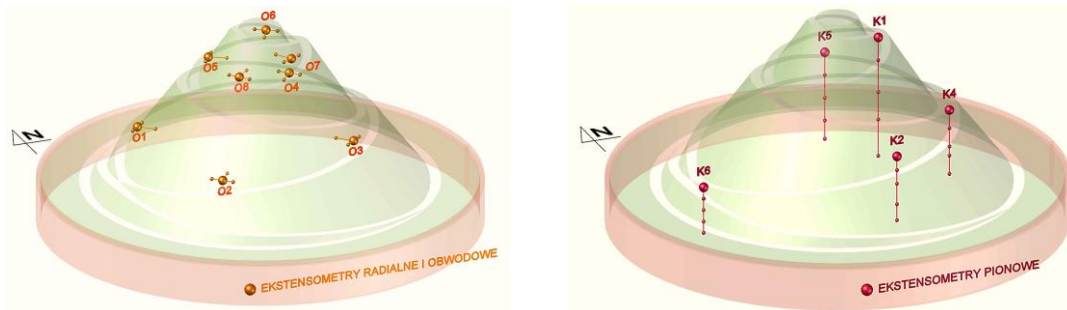
Rys. 4. Przekrój poprzeczny dźwigara oraz wizualizacja deformacji konstrukcji pod wpływem równomiernego ogrzania dźwigarów o 10 [°C] w modelu przestrzennym oraz płaskim [SOFiSTiK]

5. System monitorowania bryły Kopca Kościuszki w Krakowie

Kopiec Kościuszki od początku podlega nieustannym deformacjom. Na taki stan rzeczy wpływa m.in. sam budulec (głównie pyły i ropy), strome nachylenie zboczy oraz intensywne opady. Wykonywane naprawy i wzmocnienia nie przyniosły oczekiwanych rezultatów m.in. ze względu na fakt, że projektanci nie dysponowali pełnym rozpoznaniem podłoża gruntowego. Od 2012 roku na Kopcu funkcjonuje system monitorowania, którego cele są odmienne od celów systemu zaprezentowanego wcześniej. W tym przypadku awaria nie rzutuje bezpośrednio na bezpieczeństwo ludzi (spękania bądź lokalne zsuwy ziemi nie stanowią zagrożenia życia, w przeciwieństwie do zniszczenia stropu). Dane pomiarowe pomogą w zrozumieniu mechanizmów pracy warstw gruntowych w całej objętości bryły, co wraz z kompleksową dokumentacją geologiczną będzie podstawą do zaprojektowania skutecznych remontów w przyszłości. Można zatem powiedzieć, że system ten pełni przede wszystkim funkcje diagnostyczne, poszerzając jednocześnie stan wiedzy w zakresie zagadnień geotechnicznych i wspomagając projektantów w podejmowaniu decyzji. Jest to przykład tzw. projektowania wspomaganego pomiarami, zalecanego współcześnie przez normy EC.

W obrębie bryły kopca mierzona jest wilgotność gleby, temperatura, ciśnienie wody w porach gruntowych, a także odkształcenia warstw: obwodowe, radialne i pionowe. Z punktu widzenia pracy pomnika najbardziej istotne wydają się być te ostatnie. Odpowiednia konstrukcja układu pomiarowego (ekstensometr pionowy), bazująca na technologii strunowej, pozwala na oszacowanie zmian grubości poszczególnych warstw gruntowych na różnych głębokościach. Do tej pory prowadzona była jedynie zgrubna obserwacja zewnętrznych zmian geometrii konstrukcji. Wraz

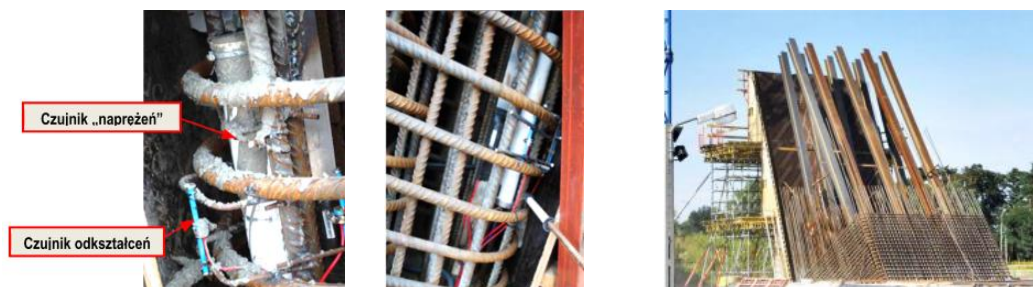
z pomiarami geodezyjnymi, inklinometrycznymi, geologicznymi oraz meteorologicznymi, system SHM umożliwi kompleksową ocenę stanu technicznego Kopca Kościuszki oraz zjawisk zachodzących w całej jego objętości.



Rys. 5. Rozmieszczenie ekstensometrów na Kopcu Kościuszki w Krakowie

6. System monitorowania Mostu Rędzińskiego we Wrocławiu

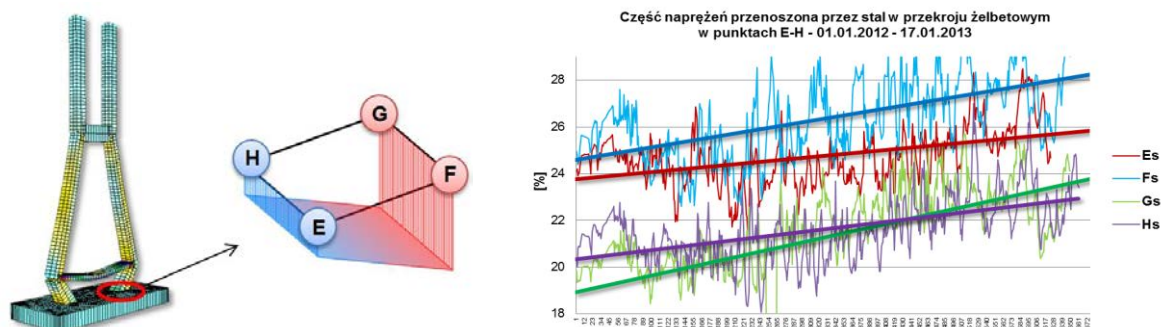
System monitorowania konstrukcji Mostu Rędzińskiego należy do jednego z największych tego typu systemów w Europie i ma do spełnienia wiele zadań, głównie związanych z bezpieczeństwem i zarządzaniem. Mierzone są także wielkości fizyczne pozwalające na weryfikację przyjętych na etapie projektowania założeń co do właściwości i zachowania się betonu w czasie. W artykule opisano jedynie wybrany fragment systemu SHM. W każdym z narożników silnie zbrojonych „nóg” pylonu (w najniższym segmencie) zatopiono w betonie strunowe czujniki do pomiaru jego odkształceń oraz „naprężeń”. Naprężenia nie mogą być mierzone w sposób bezpośredni, dlatego w tym celu wykorzystano specjalną konstrukcję czujnika, umożliwiającą przekazanie odkształceń z określonej powierzchni betonu na stalową rurkę, w której umieszczono drgającą strunę, a następnie wyznaczenie naprężeń.



Rys. 6. Widok czujników tuż przed zabetonowaniem segmentu [7] oraz zbrojenie przekroju [8]

Pomiary wykonywane są co 15 minut, a zatem w sposób ciągły z inżynierskiego punktu widzenia. Znając przyrosty odkształceń oraz naprężeń w betonie możemy oszacować jego efektywny moduł sprężystości, a także podjąć się analizy zjawisk reologicznych (pełzanie i skurcz)

w odniesieniu do wytycznych normowych i modeli numerycznych.



Rys. 7. Rozkład naprężeń od ciężaru własnego w podstawie jednej z nóg pylonu [SOFiSTiK] oraz przykładowy wykres procentowych wartości naprężeń przenoszonych w przekroju przez stal

Ponadto, dzięki czujnikom odkształceń zainstalowanym na prętach zbrojeniowych, możliwa jest ocena współpracy betonu i stali w przekroju żelbetowym w długim okresie czasu. W związku z przyrostem odkształceń reologicznych w betonie, naprężenia stopniowo przekazywane są na pręty zbrojeniowe. Jak można przypuszczać, zjawisko to jest bardziej intensywne w miejscach, gdzie panują większe naprężenia. Potwierdzają to dane otrzymane z systemu SHM: w narożach po zewnętrznej stronie (patrz Rys. 7 – punkty G i F) procentowe naprężenia w stali przyrastają nieco szybciej (linie zielona i niebieska na wykresie) od pozostałych.

Szczegółowa analiza danych otrzymanych z systemu monitorowania Mostu Rędziańskiego pozwoli na jakościową i ilościową weryfikację założeń normowych oraz przyjętych na etapie projektowania procedur obliczeń. Ma zatem istotne znaczenie z naukowego punktu widzenia.

7. Podsumowanie

Systemy SHM stosuje się najczęściej w mostach, obiektach geotechnicznych czy innych zaawansowanych konstrukcjach inżynierskich [9]. Ich celem jest przede wszystkim zwiększenie bezpieczeństwa, ale także możliwość oceny stanu technicznego, efektywne zarządzanie obiektem czy weryfikacja założeń projektowych. W artykule przedstawiono przegląd współczesnych możliwości pomiarowych na przykładach konkretnych systemów SHM, realizujących powyższe cele. Tworzenie systemu monitorowania oraz interpretacja wyników dla potrzeb inżynierii lądowej jest znacznie trudniejsze niż w innych gałęziach przemysłu, np. w dobrze zdefiniowanych układach mechanicznych [10]. Dzieje się tak ze względu na znaczną liczbę niepewności wynikających m.in. z geometrii, materiałów czy środowiska zewnętrznego, które mogą wpływać na wyniki pomiarów nawet bardziej niż drobne uszkodzenia konstrukcji. Dlatego zasadne jest prowadzenie badań

związanych m.in. z wdrażaniem nowych technik pomiarowych (np. światłowody), aby systemy monitorowania w przyszłości jeszcze lepiej odzwierciedlały rzeczywistą pracę konstrukcji.

Literatura

- [1] SIS Educational Module 5, An Introduction to Structural Health Monitoring, Department of Civil Engineering, Queen's University, 2004
- [2] Balageas D., Fritzen C. P., Güemes A, Structural Health Monitoring, Wiley-ISTE, January 2006
- [3] Baker J. F., Choice of a Strain Gauge, *Geotechnical Instrumentation News*, 2007
- [4] Bednarski Ł., Sieńko R.: Pomiary odkształceń konstrukcji czujnikami strunowymi, *Inżynieria i Budownictwo*, 11/2013, s. 615-619.
- [5] Zieliński Z., Prefabrykowane betonowe dźwigary sprężone, wydanie drugie poprawione, Arkady, Warszawa 1962
- [6] Sieńko R.: Konstrukcje kablobetonowe, *Wykład na XXV Ogólnopolskich Warsztatach Pracy Projektanta Konstrukcji*, Szczyrk, 10-13 marca 2010
- [7] Barcik W., Sieńko R., Biliszczuk J., System monitorowania konstrukcji mostu Rędzińskiego we Wrocławiu, *Wrocławskie Dni Mostowe, Aktualne realizacje mostowe*, Wrocław, 24-25.11.2011
- [8] www.obwodnica-wroclawia.pl
- [9] Glisic B., Inaudi D., Casanova N., SHM process – lessons learned in 350 SHM Projects, *4th International Conference on SHM of Intelligent Structure*, Zurich, 2009
- [10] Furtner P., Wenzel H., SHM at the Civil Infrastructure: Recent progress & Future Demands, *4th International Conference on SHM of Intelligent Structure*, Zurich, 2009

AUTOMATIC STRUCTURAL HEALTH MONITORING SYSTEMS - SAFETY, DIAGNOSTICS, SCIENCE

Summary

In this paper the structural health monitoring systems are presented by the examples of specific implementations. In each case the attention was paid to the different purposes of measurement, primarily related to the safety, diagnostic and scientific issues. Very often in practice these purposes are realized simultaneously. Basic information related to the structural health monitoring and the operation principle of the vibrating wire sensors, which were applied in most of the presented examples, were discussed. This paper presents basic information about monitoring systems installed on the post-tensioned girders in Jagiellonian

University sport halls, Kościuszko Mound in Kraków as well as on Rędziński Bridge in Wrocław.

Opiekun naukowy: dr inż. Rafał Sieńko, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

Mateusz KACZMAREK¹

METODA SZTYWNYCH ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH W OBLICZANIU UGIĘĆ BELEK

W artykule przedstawiono wykorzystanie metody sztywnych elementów skończonych do obliczania ugięć belek, zarówno dla konstrukcji jednorodnych, jak i dla elementów o niejednorodnym rozkładzie sztywności – zarysowanych belek żelbetowych. W artykule przedstawiono także autorskie podejście do problemu obliczania ugięć zarysowanych belek żelbetowych, z wykorzystaniem parametru skalującego, pozwalającego na uwzględnienie w modelu obliczeniowym różnej głębokości rozwarcia rys. Wyniki obliczeń numerycznych, wykonanych przy użyciu autorskiego programu obliczeniowego, porównano z pomiarami z badań doświadczalnych.

1. Wstęp

Problematyka wyznaczania ugięć elementów prętowych stanowi tematykę interesującą wielu badaczy. Zagadnienie to stanowi istotny problem obliczeniowy w przypadku belek o nierównomiernym rozkładzie sztywności po długości elementu, np. w przypadku zarysowanych belek żelbetowych. W literaturze można odnaleźć prace, w których niejednorodna sztywność elementu jest opisana za pomocą funkcji kontynuualnej [1], rozwiązania stosujące sztywność stałą odcinkami [2], a także opis zjawiska za pomocą rachunku dystrybucyjnego [3].

Metodą, która również umożliwi analizę zagadnienia ugięć belek, poprzez dyskretyzację ciągłego układu prętowego, jest metoda sztywnych elementów skończonych (MSES). Metoda ta została sformułowana przez Kruszewskiego w [4]. Modelowanie układów rzeczywistych za pomocą MSES podano również w [5]. Stworzona do analizy drgań struktur odkształcalnych metoda SES szybko znalazła zastosowanie w zakresie mechaniki maszyn [5, 6, 7]. Metoda ta może być również wykorzystywana do analizy konstrukcji budowlanych. Adaptację metody do obliczeń jednorodnych konstrukcji prętowych zaprezentował Langer w [8]. Autorskie podejście do wykorzystania metody w analizie statycznej belek żelbetowych przedstawił M. Musiał w [9].

Niniejsza praca przedstawia podejście do problemu obliczania ugięć belek w oparciu o metodę sztywnych elementów skończonych [4]. W analizach przyjęto wariant prezentowany przez J.

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

Langer [8] dla konstrukcji jednorodnych, a także w przypadku belek żelbetowych wykorzystano zależności na sztywność więzi obrotowych w miejscu pojawienia się rys przedstawione w [9]. W artykule przedstawiono także autorskie podejście do problemu, z wykorzystaniem parametru skalującego, pozwalającego na uwzględnienie w modelu obliczeniowych różnej głębokości rys.

2. Metoda Sztywnych Elementów Skończonych dla belek jednorodnych

Metoda sztywnych elementów skończonych umożliwia dyskretyzację fizyczną ciągłych układów odkształcalnych. Opiera się ona na modelu obliczeniowym zbudowanym z nieodkształcalnych brył, sztywnych tarcz masowych, łączonych ze sobą za pomocą nieważkich elementów sprężystych. Ruch każdej ze sztywnych tarcz masowych opisują odpowiadające im trzy współrzędne uogólnione q_i (jedna rotacyjna-obrotowa oraz dwie przemieszczeniowe-translacyjne). W przypadku ugięć elementu powstałych w wyniku zginania prostego stosuje się uproszczenie zagadnienia, związane z redukcją liczby współrzędnych uogólnionych do dwóch i pominięciem więzi sprężystej odpowiadającej odkształcalności osiowej.

Poszczególne tarcze masowe łączą ze sobą więzi sprężyste translacyjne o sztywności k_{Δ} oraz rotacyjne o sztywności k_{φ} . W wyniku odkształceń więzi sprężystych sąsiadujące tarcze doznają wzajemnych przemieszczeń, czyli obrotu r_{φ} i translacji r_{Δ} .

Energię potencjalną ustroju można opisać wyrażeniem:

$$E_p = \frac{1}{2} \mathbf{r}^T \{k\} \mathbf{r}, \quad (1)$$

gdzie: $\{k\}$ – macierz diagonalna sztywności więzi sprężystych (k_{φ} , k_{Δ}).

Poszukiwane wartości ugięć opisują współrzędne uogólnione \mathbf{q} . Konieczna jest transformacja współrzędnych uogólnionych \mathbf{q} na wektor \mathbf{r} , za pomocą macierzy transformacji \mathbf{A}_k :

$$\mathbf{r} = \mathbf{A}_k \mathbf{q}. \quad (2)$$

Zależność pomiędzy współrzędnymi uogólnionymi i przemieszczeniami względnymi dla pierwszego, pojedynczego sztywnego elementu skończonego ma postać:

$$r_{\varphi} = q_3 - q_1, \quad (3)$$

$$r_{\Delta} = q_4 - q_2 + \frac{l_e}{2} \cdot q_3 - \frac{l_e}{2} \cdot q_1, \quad (4)$$

Porównując zależność transformacji (2) i zależność między współrzędnymi wektorów \mathbf{q} i \mathbf{r} (3 i 4), otrzymuje się macierz transformacji \mathbf{A}_{ke} dla pojedynczego elementu skończonego:

$$\mathbf{A}_{ke} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 \\ \frac{l_e}{2} & 0 & \frac{l_e}{2} & 0 \\ -\frac{l_e}{2} & -1 & \frac{l_e}{2} & 1 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Macierz transformacji dla całego ustroju ma wymiary $2n_e \times n_q$, gdzie n_e oznacza liczbę elementów skończonych, a n_q liczbę współrzędnych uogólnionych. Warunki brzegowe wprowadza

się do obliczeń poprzez eliminację odpowiednich współrzędnych uogólnionych \mathbf{q} , związanych z zablokowanymi stopniami swobody oraz odpowiadających im kolumn macierzy transformacji \mathbf{A}_k .

Poszukiwane wartości ugięć, opisywane przez współrzędne uogólnione \mathbf{q} wyznacza z równania ruchu postaci:

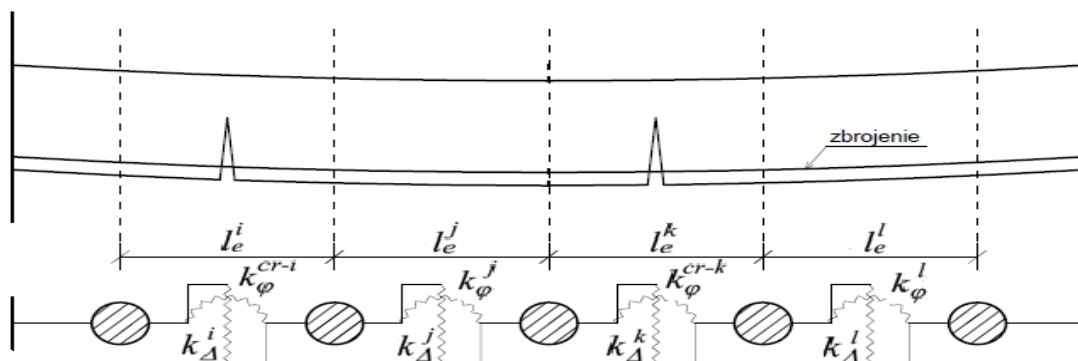
$$\mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{P}, \quad (6)$$

gdzie: \mathbf{P} – wektor obciążenia.

3. Metoda Sztywnych Elementów Skończonych dla niejednorodnych belek żelbetowych

Formułowana w MSES macierz diagonalna sztywności $\{k\}$ grupuje sztywności więzi sprężystych, w tym więzi rotacyjnych. W rzeczywistej pracy elementu żelbetowego, w momencie pojawienia się rysy, następuje skokowa degradacja sztywności przekroju i wynikający z niej przyrost ugięcia, któremu towarzyszy wzrost wartości wzajemnego kąta obrotu przekrojów po obu stronach powstałej rysy. W wyniku pojawienia się rysy rośnie zatem podatność obrotowa więzi łączących sąsiadujące przekroju.

Metoda sztywnych elementów skończonych umożliwia uwzględnienie zarysowania elementów żelbetowych w sposób dyskretny, poprzez redukcję sztywności więzi rotacyjnej w miejscu, gdzie występuje rysa. Zastosowanie odpowiedniego podziału na elementy skończone, zapewniającego usytuowanie rys w połowie odległości pomiędzy środkami tarcz masowych, pozwala uwzględnić wpływ wszystkich rys. Schemat zarysowanej belki żelbetowej i wynikającego z rozstawu rys podziału na elementy skończone przedstawia rysunek 1.



Rys. 1. Schemat zarysowanego pręta żelbetowego

Każdy masowy, sztywny element skończony jest połączony z sąsiednim za pomocą więzi translacyjnych, których sztywności $k_{\Delta}^i, k_{\Delta}^j, k_{\Delta}^k, k_{\Delta}^l$, oblicza się na podstawie prowadzonej sztywności giętej EI_I , odpowiadającej fazie I, a także więzi rotacyjnych. Sztywności więzi rotacyjnych w miejscu występowania rysy oznaczono symbolami $k_{\varphi}^{cr-i}, k_{\varphi}^{cr-k}$. Sztywności więzi rotacyjnych w pozostałych przekrojach ($k_{\varphi}^j, k_{\varphi}^l$) oblicza się również na podstawie sztywności EI_I .

Sztywność rotacyjną więzi k_{φ}^{cr-i} w miejscu występowania rysy można wyznaczyć na podstawie podatności d_{φ}^{cr-i} , której jest odwrotnością. Podatność rotacyjna d_{φ}^{cr-i} -tego elementu z rysą jest sumą podatności wynikającej z rysy d_{cr}^i oraz z odkształcalności giętej d_{φ}^i :

$$d_{\varphi}^{cr-i} = d_{\varphi}^i + d_{cr}^i. \quad (7)$$

Zgodnie z [9] podatność obrotową wynikającą z rysy, konieczną do wyznaczenia sztywności rotacyjnej więzi sprężystej (elementu macierzy sztywności), dla obciążeń krótkotrwałych i prętów żebrowanych można wyznaczyć z zależności:

$$d_{cr} = \frac{\left(1,3 - 1,1 \frac{M_{cr}}{M}\right) \cdot s_{rm}}{E_s \cdot A_{s1} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right) (d - x_{II})}, \quad (8)$$

gdzie:

s_{rm} – średni rozstaw rys,

E_s – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,

A_{s1} – pole przekroju zbrojenia,

d – wysokość użyteczna przekroju,

x_{II} – wysokość strefy ściskanej w fazie II,

M – moment zginający w przekroju,

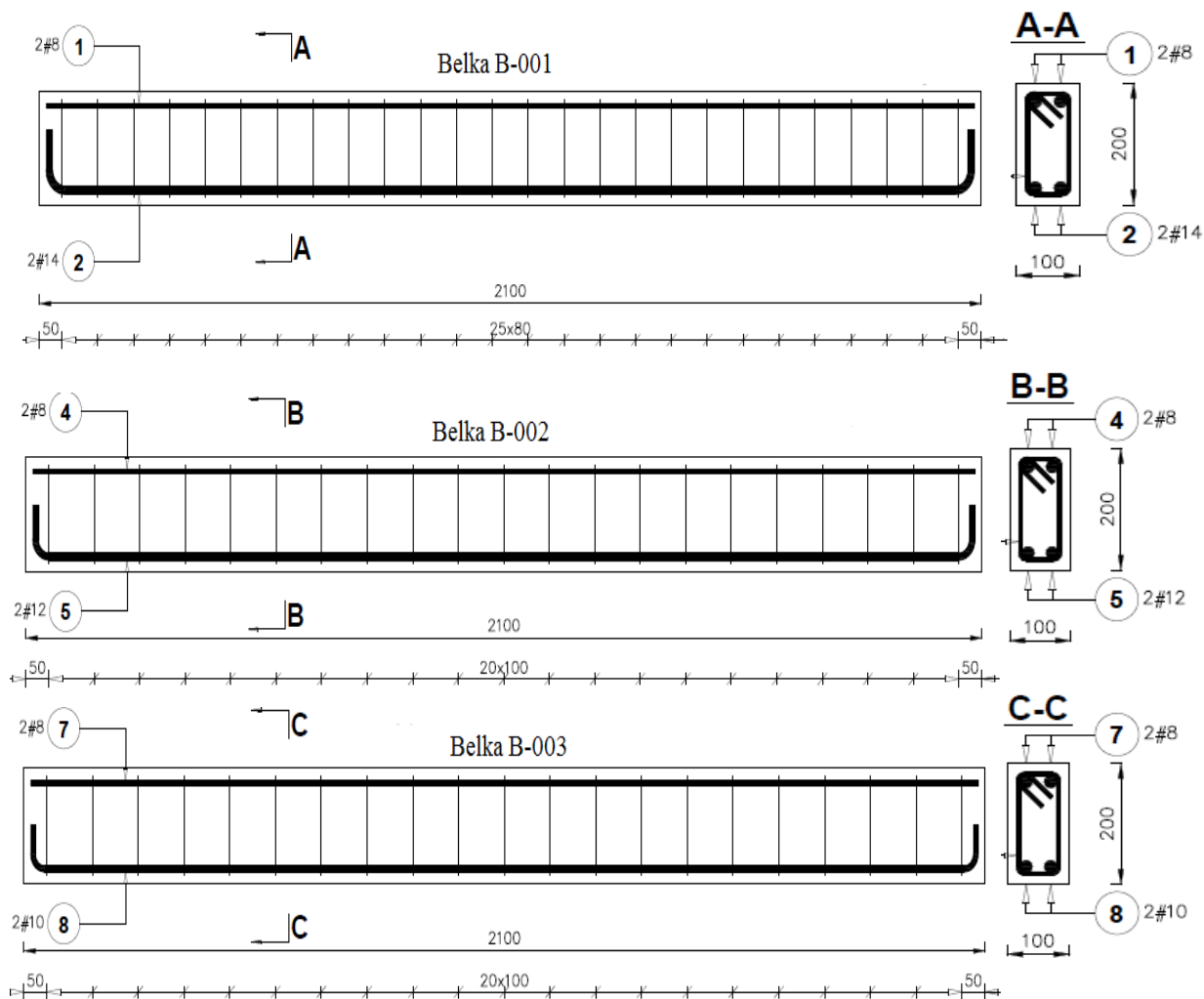
M_{cr} – moment powodujący zarysowanie.

4. Weryfikacja doświadczalna

W celu weryfikacji MSES w obliczaniu ugięć zarysowanych belek żelbetowych przewidziano badania doświadczalne 3 belek żelbetowych, o tej samej geometrii, różniących się stopniem zbrojenia. Elementy zastosowane do badań przedstawiono na rysunku 2. Pomiaru ugięć zostały poprzedzone doświadczalnym wyznaczeniem parametrów stali zbrojeniowej oraz betonu.

W badaniach przyjęto schemat statyczny belki swobodnie podpartej oraz trzypunktowy schemat zginania. Skok obciążenia przyjęto nie większy niż 2 kN. Dla każdego poziomego obciążenia dokonywano pomiaru ugięcia za pomocą czujników indukcyjnych, a także inwentaryzowano pojawiające się rysy. Każdą belkę obciążano aż do zniszczenia elementu.

Uzyskane pomiary ugięć pozwoliły dokonać doświadczalnej weryfikacji metody sztywnych elementów skończonych (MSES) do obliczania ugięć. W tym celu wykonano obliczenia z wykorzystaniem MSES dla każdego poziomego obciążenia. Obliczenia przeprowadzono w napisanym do tego celu programie z wykorzystaniem środowiska Mathematica [10].



Rys. 2. Belki zastosowane do badań

4.1. Uwzględnienie różnej głębokości rys za pomocą parametru skalującego β

Głębokość rys jest największa w przypadku rys pojawiających się w początkowych krokach obciążenia, które wraz ze wzrostem zaawansowania obciążenia, ulegają dalszej propagacji. Pierwsze rysy powstają w miejscu występowania największych naprężeń rozciągających, czyli w przypadku belek zginanych w strefie maksymalnego momentu zginającego.

Można zatem założyć, że głębokość rysy, a także podatność obrotowa więzi wynikająca z rysy, jest proporcjonalna do momentu zginającego. Głębokość rysy w miejscu występowania maksymalnego momentu zginającego sięga osi obojętnej belki. W tym miejscu podatność obrotowa wynikająca z rysy jest największa. W pozostałych przekrojach, gdzie występują rysy, ich głębokość oraz podatność więzi jest, proporcjonalnie do wartości momentu zginającego w przekroju, mniejsza.

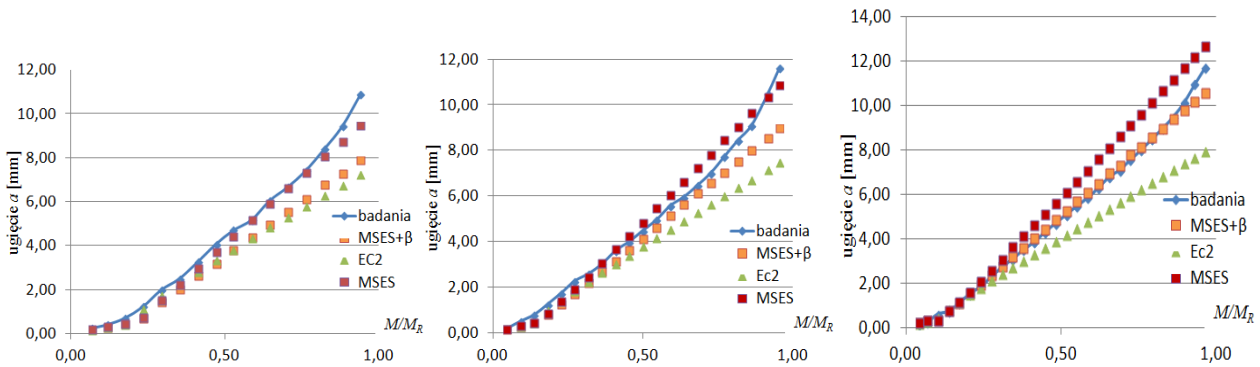
Powyższe założenia uwzględniono w obliczeniach poprzez zastosowanie parametru β , przez który następnie przemnożono podatności obrotowe więzi sprężystych d_{cr} :

$$\beta = \frac{M_{rysa}}{\max(M_{rysa})} \quad (9)$$

gdzie:

$\max(M_{rysa})$ - maksymalna wartość spośród momentów zginających w przekrojach z rysą.

W celu porównania skuteczności wyznaczania wartości deformacji belek żelbetowych przy zastosowaniu metody sztywnych elementów skończonych z dyskretnym modelem rysy przeprowadzono równoległe obliczenia ugięć według [N3] dla poszczególnych poziomów obciążenia. Wyniki doświadczalnych pomiarów ugięć zestawione z wynikami analiz numerycznych z wykorzystaniem MSES bez uwzględnienia parametru oraz z parametrem β , a także obliczeniami przeprowadzonymi zgodnie z [N3] zestawiono na wykresach (rys. 3).



Rys. 3. Zestawienie pomiarów i obliczeń ugięć odpowiednio dla belek B-001, B-002, B-003

W tab.1 przedstawiono również średni błąd względny wyznaczenia wartości ugięcia Δ_{sr} dla poszczególnych metod, definiowany, jako:

$$\Delta_{sr} = \frac{1}{p} \sum_{i=1}^p \frac{|ugięcie_{i,MSES/MSES+\beta/EC2} - ugięcie_{i,badania}|}{ugięcie_{i,badania}} \cdot 100\% \quad (10)$$

gdzie:

p – liczba wszystkich poziomów obciążenia belki

Tablica 1. Wartości średnich względnych błędów dla poszczególnych metod obliczeń

Belka	Średni błąd względny Δ_{sr} [%]		
	MSES	MSES+ β	wg EC2
B-001	13,8	23,3	21,6
B-002	12,5	15,7	22,7
B-003	17,4	5,8	17,1

5. Wnioski

Wykresy (rys. 3) potwierdzają uzyskaną również dużą zgodność wyników analiz numerycznych z rzeczywistymi wartościami ugięć badanych belek, dla MSES z uwzględnieniem parametru β (9). Największą zgodność wyników obliczeń według MSES z uwzględnieniem skalowania podatności obrotowej wynikającej z rysy uzyskano dla belki o największym stopniu zbrojenia (B-003), dla której zbieżność obliczeń jest bardzo duża dla całego zakresu zaawansowania obciążenia, a średni błąd względny obliczonych ugięć wynosi jedynie 5,8%. W przypadku belki o średnim stopniu zbrojenia (B-002,) dużą zgodność wyników obliczeń, uzyskano w zakresie od 50% do 80 % zaawansowania obciążenia. W przypadku belki o najmniejszym stopniu zbrojenia (B-001) uzyskano mniejszą zbieżność wyników z rzeczywistymi wartościami ugięć, niż w przypadku obliczeń bez uwzględnienia parametru β .

Mniejsza zgodność wyników, przy uwzględnieniu parametru skalującego, w przypadku belek o małym stopniu zbrojenia może wynikać z faktu, że belki te, cechując się mniejszą sztywnością, już przy mniejszym zaawansowaniu obciążenia wykazują zarysowanie. Przy wyższych poziomach obciążenia większość rys ma głębokość sięgającą osi obojętnej i skalowanie podatności obrotowej prowadzi do niepotrzebnej redukcji wartości ugięć.

Zdaniem autora w przypadku belek o większym stopniu zbrojenia (większej sztywności) zalecane jest uwzględnienie parametru skalującego podatność obrotową więzi wynikającą z rysy. W przypadku belek o mniejszym stopniu zbrojenia nie zachodzi taka konieczność.

Uzyskana zbieżność wyników z uwzględnieniem parametru β jest również większa niż w przypadku obliczeń przeprowadzonych według [N3]. Wyniki obliczeń potwierdziły zatem przydatność prezentowanej metody do obliczania ugięć zarysowanych belek żelbetowych.

Literatura

- [1] Kuczyński W.: Konstrukcje betonowe : kontynualna teoria zginania żelbetu. Wyd. Nauk. PWN, Warszawa 1971
- [2] Ryżynski A., Wołowicki W.: Propozycja obliczania ugięć belki żelbetowej z uwzględnieniem niegładkości jej odkształconej. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, 1968, z. 2, s. 329-347.
- [3] Borcz A.: Teoria konstrukcji żelbetowych. t. II. Wrocław Wydawnictwo PWr., 1986.
- [4] Kruszewski J., Gawroński W., Wittbrodt E., Najbar F., Grabowski S.: Metoda sztywnych elementów skończonych. Arkady, Warszawa 1975.
- [5] Kruszewski J., Sawiak S., Wittbrodt E.: Metoda sztywnych elementów skończonych w

dynamice konstrukcji. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1999.

- [6] Lipiński K.: Szytywne elementy skończone w modelowaniu drgań wirującej belki napędzanej silnikiem prądu stałego, zasilanym z prostownika tyrystorowego, *Modelowanie inżynierskie*, 2008, nr 36, s.220-231.
- [7] Lohrengel A., Kramarczyk W., Kruk R., Twardoch K., Wieczorek A.: Modelowanie zjawisk dynamicznych w przekładniach zębatych, z wykorzystaniem metody elementów sztywnych, *Górnictwo i geologia*, 2011, tom 6, zeszyt 3, str. 115-126.
- [8] Langer J.: Dynamika budowli. Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1980.
- [9] Musiał M.: Analiza statyczna belek żelbetowych metodą sztywnych elementów skończonych. *Modelowanie inżynierskie*, 2012, nr 43, s.211-218.
- [10] Wolfram S.: The Mathematica Book, Wolfram Media and Cambridge University Press, Champaign 2003.
- [N3] PN-EN-1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

RIGID FINITE ELEMENTS METHOD AT CALCULATING THE DEFLECTIONS OF BEAMS

Summary

This paper describes the use of rigid finite elements method to calculate the deflections of beams, both for homogeneous beams and elements with heterogeneous stiffness distribution - reinforced concrete beams with cracks. The paper presents also the author approach to the problem of calculating the deflections of reinforced concrete beams with cracks, using the scaling parameter that allows to take into account the varying depth of the crack. The results of numerical calculations made by using author's calculation program, were compared with the experimental measurements.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Piotr Ruta, prof. PWr, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska.

*sztuczne sieci neuronowe, łuk, drgania własne*Mateusz KACZMAREK¹

SZTUCZNE SIECI NEURONOWE W ZAGADNIENIU WŁASNYM ŁUKÓW

W artykule opisano tworzenie i wykorzystanie sieci neuronowej do predykcji częstości drgań własnych płaskich łuków stalowych. W celu uzyskania bazy wyników, pozwalającej na proces uczenia oraz testowania sieci neuronowej, wykonano wcześniej szereg obliczeń częstości drgań własnych z wykorzystaniem MES. Przeprowadzone analizy potwierdzają skuteczność stosowania SSN jako narzędzia do przewidywania częstości drgań własnych łuków. Model sieci neuronowej zaproponowany w pracy może być stosowany do analiz zagadnienia odwrotnego – identyfikacji geometrii łuków na podstawie wartości częstości drgań własnych układu.

1. Wstęp

Analiza zagadnienia własnego, czyli częstości i postaci drgań własnych, prętów zakrzywionych stanowi tematykę interesującą wielu badaczy. Zagadnienie drgań łuków jest istotnym problemem z uwagi na zastosowanie tych układów w budownictwie i mechanice.

W ciągu ostatnich lat powstało wiele prac podejmujących ten temat. Zagadnienie drgań swobodnych łuków było analizowane m.in. w pracach Chidamparam i Leiss [1] oraz Lee i in. [2]. W pracy [1] przedstawiono analityczne rozwiązanie zagadnienia z uwzględnieniem i pominięciem odkształcalności osiowej. W publikacji [2] wykorzystano metodę szeregów potęgowych do uzyskania fundamentalnego rozwiązania układu równań różniczkowych. Problem zagadnienia własnego dla łuków niepryzmatycznych rozwiązali P.Ruta i M.Meissner [3], wykorzystując w tym celu szeregi Czebyszewa. Kawakami i in. [4] do analizy zagadnienia własnego zastosowali dyskretną funkcję Greena.

Analiza literatury [5] potwierdza, że zagadnienie własne łuków może być rozwiązywane metodami analitycznymi. Wymaga to jednak, rozwiązania równania różniczkowego 6. rzędu, opisującego drgania elementu, które w przypadku łuków o stałym przekroju ma postać:

$$\frac{\partial^6 w}{\partial \beta^6} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial \beta^4} + \frac{\partial^2 w}{\partial \beta^2} + \rho A \frac{r^4}{EI} \left(\frac{\partial^2 \ddot{w}}{\partial \beta^2} - \ddot{w} \right) = 0 \quad (1)$$

gdzie: w – przemieszczenie w kierunku normalnym do osi łuku,

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

$$\ddot{w} = \frac{\partial^2 w}{\partial t^2},$$

β – kąt nachylenia przekroju poprzecznego,

r – promień krzywizny łuku kołowego,

ρ – gęstość materiału,

A – pole przekroju poprzecznego,

E – moduł Younga,

I – moment bezwładności.

Rozwiązanie równania (1) można jednak uzyskać tylko w formie przybliżonej (zagadnienie nie ma ścisłego rozwiązania). Z tego względu w wielu pracach do analizy drgań łuków stosuje się metodę elementów skończonych, np. w pracach Krishnana i in. [6], Yanga i in. [7].

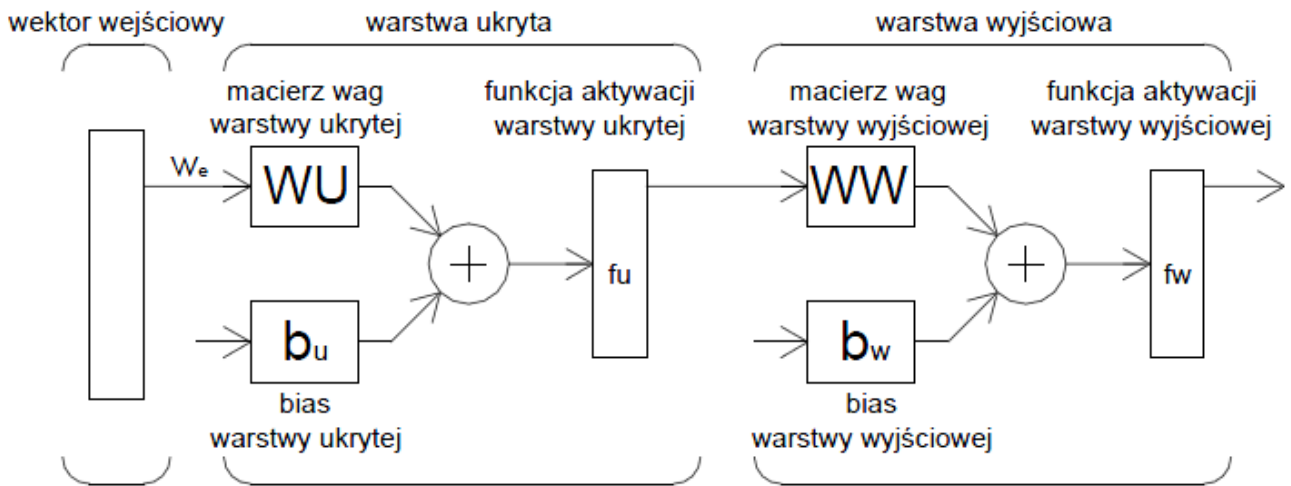
Niniejsza praca przedstawia inne podejście do tej tematyki. Przedstawione w pracy alternatywne narzędzie do wyznaczenia częstości drgań własnych łuków stanowią Sztuczne Sieci Neuronowe (SSN). Celem niniejszej pracy jest przedstawienie SSN jako narzędzia do modelowania, które może być odpowiednim instrumentem do opracowania systemu przewidywania wartości częstości drgań własnych w oparciu o uzyskany wcześniej zestaw danych uczących.

2. Sztuczne sieci neuronowe

Sztuczne sieci neuronowe to powszechnie stosowane narzędzia do analiz. Do zastosowań sieci należą m.in.: interpolacja, predykcja, optymalizacja czy grupowanie. W literaturze można odnaleźć przykłady zastosowań SSN do rozwiązań problemów inżynierskich, m.in. analiz wyników badań nieniszczących [8], w zagadnieniach geotechniki [9] itd.

W zależności od złożoności rozwiązywanego problemu, neurony tworzące sztuczną sieć neuronową pogrupowane są w różną liczbę warstw. Działanie sztucznego neuronu polega na przekazie elementu wejściowego przez więzy o odpowiednich wagach, blok sumacyjny oraz blok aktywacji, co w efekcie prowadzi do jego modyfikacji w wektor wyjściowy. Najczęściej wykorzystywaną architekturą sieci są sieci jednokierunkowe wielowarstwowe (sieci *MLP - Multi-Layered Perception*). Podstawą działania sieci jest algorytm wstecznej propagacji błędów. Sieci te są w stanie przybliżać dowolnie złożone i skomplikowane odwzorowania. Strukturę takich sieci przedstawia rys.1.

Sieci neuronowe podlegają procesowi uczenia, który dopasowuje wagi wejść poszczególnych połączeń oraz parametry zadeklarowanych funkcji aktywacji każdego neuronu za pomocą wybranego algorytmu (np. wstecznej propagacji błędów).



Rys. 1. Schemat struktury jednokierunkowej wielowarstwowej sieci neuronowej

Do oceny skuteczności działania sieci wykorzystuje się różne miary. Najpopularniejszą jest MSE – błąd średniokwadratowy (2) bądź $RMSE$ – pierwiastek z błędu średniokwadratowego (3). Błąd jest obliczany równoległe dla uczenia i testowania danych podczas procesu uczenia sieci neuronowej.

$$MSE(P) = \frac{1}{P} \sum_{p=1}^P (z_i - y_i)^2 \quad (2)$$

$$RMSE(P) = \sqrt{\frac{1}{P} \sum_{p=1}^P (z_i - y_i)^2} \quad (3)$$

gdzie:

y_i – obliczony wektor wyjściowy sieci,

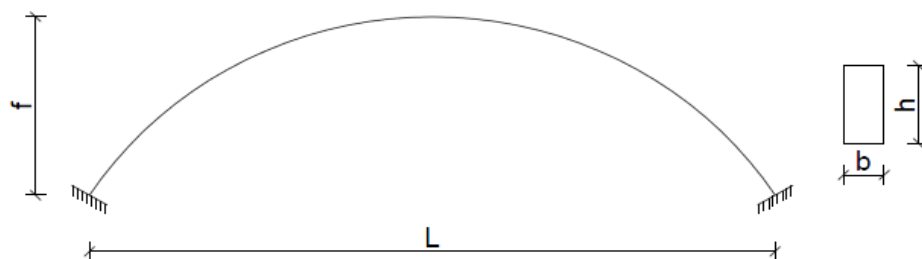
z_i – docelowy wektor wyjściowy, uzyskany z badań doświadczalnych,

P – liczba elementów w bazie danych.

3. Zbiór danych uczących

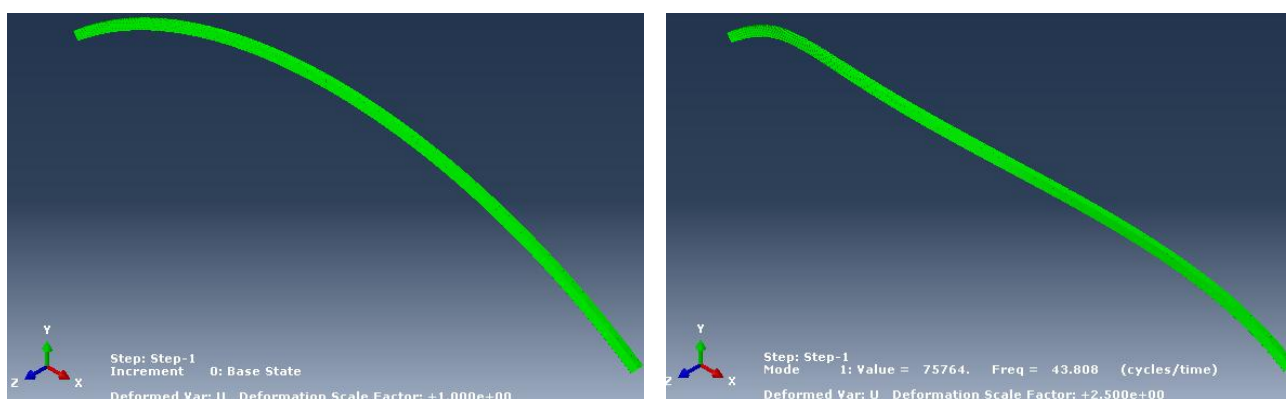
W celu uzyskania bazy danych wykorzystanej później do uczenia i testowania sieci neuronowej przeprowadzono obliczenia częstości drgań własnych łuków kołowych z wykorzystaniem programu MES (Abaqus) [10].

Do analiz przyjęto pręt zakrzywiony, będący wycinkiem łuku kołowego, o prostokątnym przekroju poprzecznym, sztywno utwierdzony na podporach. Jako materiał przyjęto stal konstrukcyjną o parametrach: gęstość $\rho = 7860 \frac{kg}{m^3}$, moduł Younga $E = 200$ GPa, współczynnik Poissona $\nu = 0,3$.



Rys. 2. Schemat łuku przyjętego do analizy

Obliczenia z wykorzystaniem MES przeprowadzono dla łuków o rozpiętości $5 \text{ m} \leq L \leq 25 \text{ m}$, przyjmując skok wartości 5 m. Strzałkę łuku przyjmowano z przedziału $4 \text{ m} \leq f \leq 12 \text{ m}$, gdzie skok wartości wynosił 2 m. Szerokość prostokątnego przekroju poprzecznego przyjmowano z zakresu $0,1 \text{ m} \leq b \leq 0,5 \text{ m}$, przyjmując skok wartości 0,1 m. Natomiast wysokość przekroju przyjmowano z przedziału $0,2 \text{ m} \leq h \leq 1,0 \text{ m}$. Na podstawie wielu obliczeń za pomocą programu MES – Abaqus – wyznaczono 5 pierwszych częstości drgań własnych dla danych wejściowych z podanych zakresów.



Rys. 3. Obliczenia w programie MES – model początkowy i pierwsza forma drgań własnych

4. Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych

W wyniku obliczeń uzyskano zbiór danych wykorzystywanych do uczenia i testowania sieci neuronowej. Ostatecznie otrzymano $5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 5 = 625$ przypadków obliczeniowych, które rozdzielono losowo na wzorce uczące (415 wzorców – 66%) oraz testujące (210 wzorców – 34%).

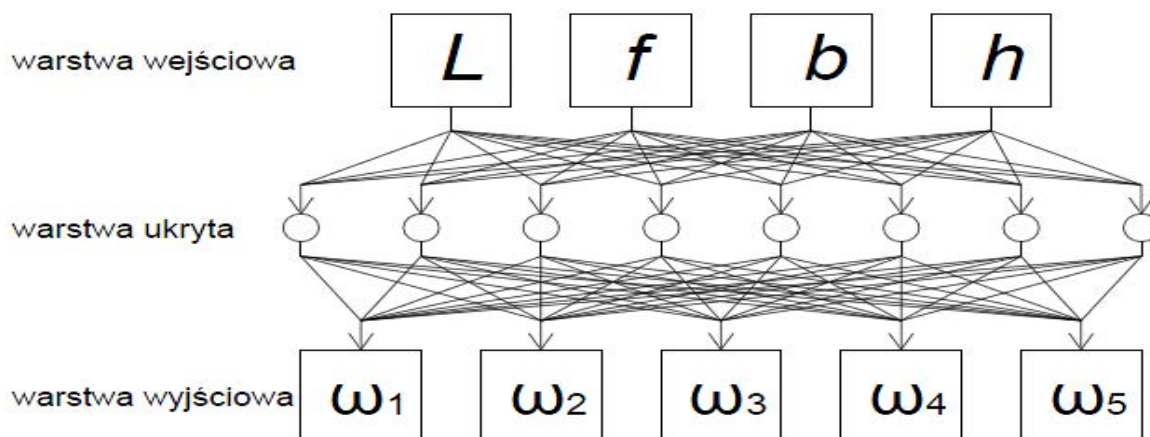
W celu predykcji wartości deformacji belek żelbetowych użyto sieci jednokierunkowej wielowarstwowej (MLP – rys. 1.) o czterech wejściach. Czteroelementowy wektor wejściowy \mathbf{x} zawiera rozpiętość łuku L , strzałkę łuku f , a także szerokość b i wysokość h prostokątnego przekroju poprzecznego łuku:

$$\mathbf{x} = \{L, f, b, h\} \quad (4)$$

Ilość neuronów w warstwie ukrytej dobrano doświadczalnie – dla 8 neuronów w warstwie ukrytej uzyskano najmniejszą wartość MSE (2). Wektor wyjściowy \mathbf{y} sieci jest pięcioelementowy – elementy wektora stanowi 5 pierwszych częstości drgań własnych łuku o zadanych parametrach:

$$\mathbf{y} = \{\omega_1, \omega_2, \omega_3, \omega_4, \omega_5\} \quad (5)$$

Strukturę przyjętej sieci neuronowej I-H-O (Input – Hidden – Output) 4-8-5 przedstawia rysunek 4.



Rys. 4. Struktura przyjętej sieci neuronowej

W zaprojektowanej do predykcji częstości drgań własnych łuków sieci neuronowej przyjęto 100 epok uczenia, co zapewniało satysfakcjonującą minimalizację MSE.

Zgodnie z przyjętą architekturą sieci jednokierunkowej wielowarstwowej MLP (rys. 1) wektor wejściowy \mathbf{x} mnożony jest przez macierz wag warstwy ukrytej \mathbf{IW} . Do uzyskanego w ten sposób wektora dodawany jest bias (macierz stałych współczynników) \mathbf{b}_h . W warstwie ukrytej zastosowano tangensoidalną funkcję aktywacji, uzyskując wektor:

$$\mathbf{y}_h = \tanh(\mathbf{IW} \cdot \mathbf{x} + \mathbf{b}_h) \quad (5)$$

Uzyskany wektor na wyjściu warstwy ukrytej $\mathbf{y}_h(5)$ mnożony jest następnie przez macierz wag warstwy wyjściowej \mathbf{LW} . Wynik mnożenia jest analogicznie sumowany z odpowiednim biasem \mathbf{b}_0 . Na tym etapie przyjęto liniową funkcję aktywacji, otrzymując wyjście układu:

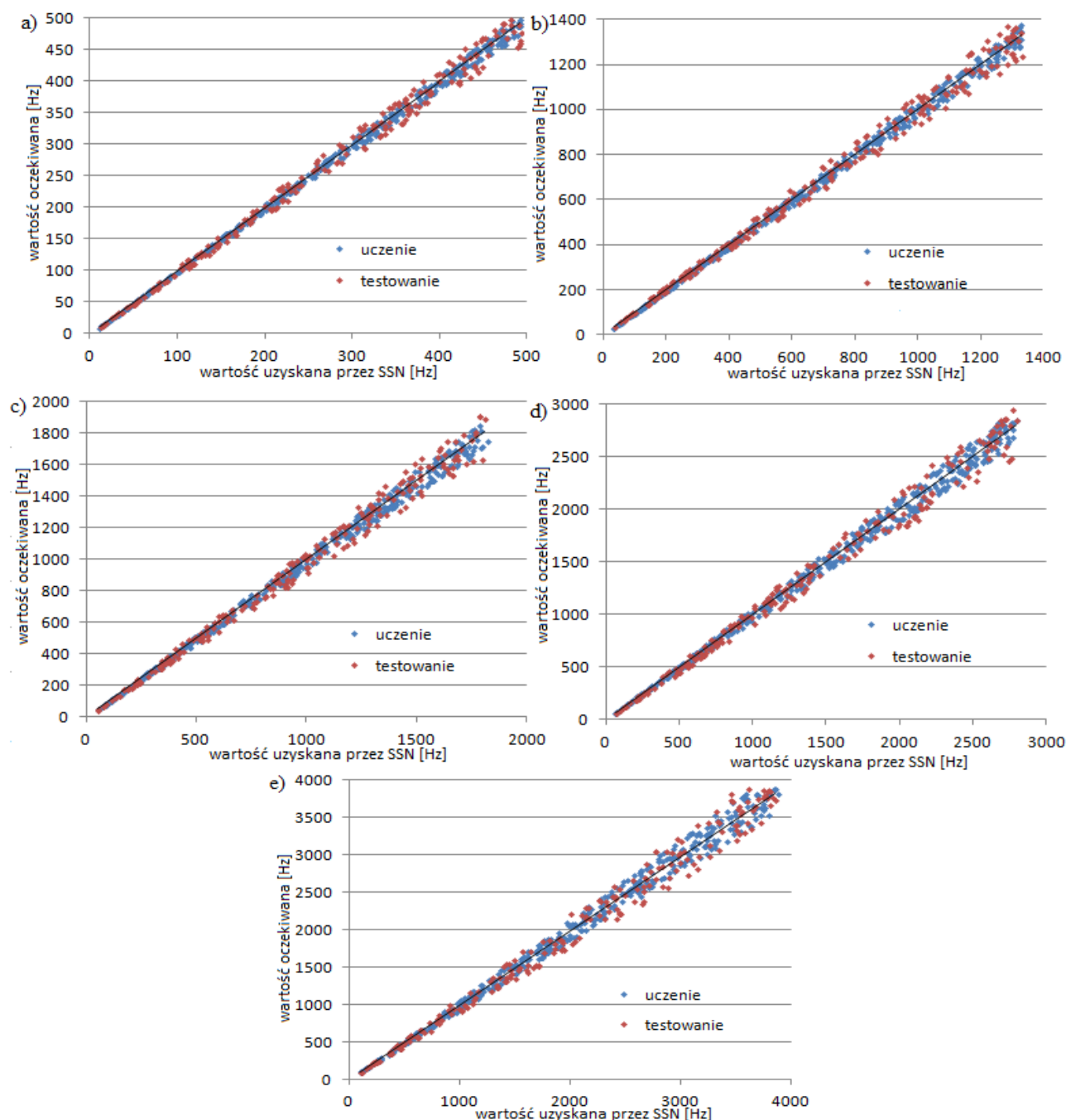
$$\mathbf{y} = \mathbf{LW} \cdot \mathbf{y}_h + \mathbf{b}_0 \quad (6)$$

Dokładność predykcji częstości drgań własnych przez SSN oceniano, poza wyznaczeniem MSE (1) oraz RMSE (2), na podstawie współczynnika korelacji R-Pearsona. Uzyskane wartości współczynnika korelacji R-Pearsona dla zbioru uczącego i testowego przedstawia tablica 1.

Tablica 1. Parametry skuteczności działania SSN

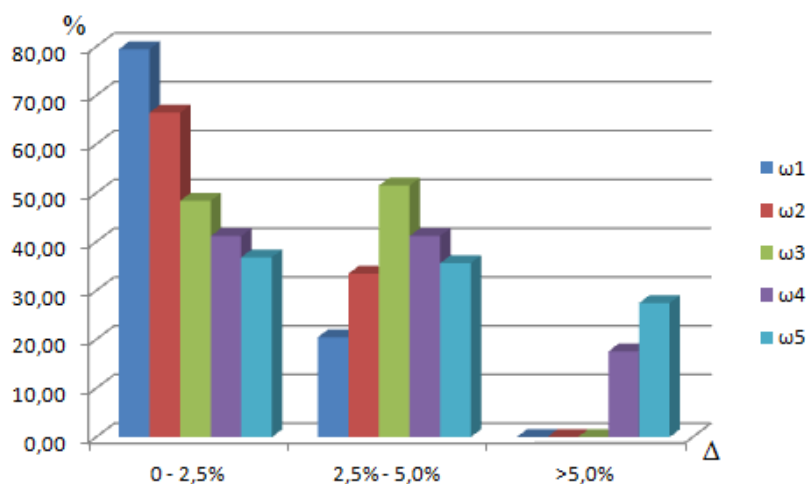
Częstość drgań własnych ω_i	Współczynnik korelacji R [-]	
	zbiór uczący	zbiór testowy
ω_1	0,9993	0,9963
ω_2	0,9990	0,9957
ω_3	0,9982	0,9945
ω_4	0,9971	0,9935
ω_5	0,9964	0,9931

Korelacje częstości drgań własnych uzyskanych przez SSN (oś pionowa) z wartościami obliczonymi przy użyciu MES (oś pozioma) przedstawiają wykresy na rys. 5.



Rys. 5. Wykresy korelacji częstości drgań własnych: a) pierwsza, b) druga, c) trzecia, d) czwarta, e) piąta

Na rys. 6 przedstawiono wyniki uzyskane z zaprojektowanej sieci neuronowej w postaci histogramów błędu względnego Δ , przedstawiających na osi pionowej częstość występowania błędu względnego Δ o danej wartości.



Rys. 6. Histogram błędu względnego

5. Wnioski

Zbieżność położenia punktów na wykresach z prostą o równaniu $y = x$ świadczy o identyfikacji wartości częstości drgań własnych przez SSN z dużą dokładnością. W przypadku trzech pierwszych częstości drgań własnych wartości zostały wyznaczone bezbłędnie lub z błędem na poziomie $\pm 5,0\%$. W przypadku dalszych częstości drgań własnych względny błąd predykcji nie przekroczył $\pm 5,0\%$ ponad 70% wszystkich analizowanych przypadków obliczeniowych. Przeprowadzone analizy potwierdzają skuteczność stosowania sztucznych sieci neuronowych do przewidywania częstości drgań własnych łuków stalowych na podstawie ich geometrii.

Wysoka korelacja wyznaczonych przez SSN wartości z wartościami oczekiwanymi (rys. 5 i tab. 1) świadczy, że uzyskana przez SSN zależność pomiędzy danymi wejściowymi (geometria łuków stalowych, wymiary przekroju) a elementami wyjściowymi jest jednoznaczna. Na tej podstawie można przypuszczać, że SSN mogą być skutecznym narzędziem również w zagadnieniu odwrotnym – identyfikacji geometrii łuku stalowego i wymiarów przekroju poprzecznego na podstawie częstości drgań własnych. Wraz z kolejnymi częstościami drgań własnych zmniejsza się współczynnik korelacji uzyskiwanego zbioru wartości. Z tego względu przy rozwiązywaniu zagadnienia odwrotnego największy wpływ na skuteczność identyfikacji będą miały początkowe częstości drgań własnych. Przedstawiony w niniejszej pracy model SSN może być stosowany do analiz zagadnienia odwrotnego.

Literatura

- [1] Chindamparam P., Leissa A.W.: Influence of centerline extensibility on the in-plane free vibrations of loaded circular arches. *Journal of Sound and Vibration*, 1995, 183(5), s. 779-795.
- [2] Lee S.-Y., Sheu J.-J., Lin S.-M.: In-plane vibrational analysis of rotating curved beam with elastically restrained root. *Journal of Sound and Vibration*, 2008, 315, s. 1086-1102.
- [3] Ruta P. Meissner M.: Rozwiązanie zagadnienia własnego dla niepryzmatycznego łuku kołowego z wykorzystaniem szeregów Czebyszewa. *Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, 2013, 60(1/13), s. 161-173.
- [4] Kawakami M., Sakiyama T., Matsuda H., Morita C.: In-plane and out of plane free vibrations of curved beams with variable sections. *Journal of Sound and Vibration*, 1995, 187(3), s. 381-401.
- [5] Nowacki W.: Dynamika budowli. Warszawa, Arkady, 1972.
- [6] Krishnan A., Dharmaraj S., Suresh Y.J.: Free vibration studies of arches. *Journal of Sound and Vibration*, 1995, 186(5), s. 856-863.
- [7] Yang F., Sedaghati R., Esmailzadeh E.: Free in-plane vibration of general curved beams using finite element method. *Journal of Sound and Vibration*, 2008, 318, s. 850-867.
- [8] Schabowicz K.: Neural networks in the NDT identification of the strength of concrete, *Archives of Civil Engineering*, 2005, 51(3), s. 371-382.
- [9] Ochmański M., Bzówka J.: Back analysis of SCL tunnels based on Artificial Neural Network, *Architecture, Civil Engineering, Environment – ACEE Journal*, 2012, 3, s. 73-81.
- [10] ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.12 ABAQUS, Inc. Providence, RI.

ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS IN THE ISSUE OF EIGENFREQUENCIES OF THE ARCHES

Summary

This paper describes the creation and operation of a neural network for making predictions of eigenfrequencies of flat steel arches. In order to obtain a database of results, that is necessary for training and testing the neural network, a number of eigenfrequencies calculations were made using FEM. Studies confirm the effectiveness of the use of the ANN as a tool to predict eigenfrequencies of the arches. The neural network model presented in this paper can be used for analysis of the inverse problem – identification of shape parameters of the arches on the basis of eigenfrequencies.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Piotr Ruta, prof. PWr, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska.

fibrobeton, nośność na ścinanie, „reszkowa” wytrzymałość na rozciąganie

Maciej KAŻMIEROWSKI¹

ZAGADNIENIE ŚCINANIA W BELKACH Z DODATKIEM WŁÓKIEN STALOWYCH

W referacie przedstawiono właściwości fibrobetonu oraz dokonano charakterystyki włókien stalowych. Określono mechanizm zniszczenia belek na ścinanie oraz czynniki wpływające na nośność na ścinanie oraz propagację rys w belkach fibrobetonowych. Objasniono sposób wyznaczania „reszkowej” wytrzymałości na rozciąganie. Dokonano przeglądu metod projektowych obliczania nośności na ścinanie belek fibrobetonowych.

1. Wprowadzenie

Fibrobeton [łac.], włókno - beton, beton zawierający rozproszone mikrozbrojenie w postaci różnego rodzaju włókien np. stalowych. Badania nad fibrobetonem rozpoczęto już w XIX wieku. Jednak dopiero w latach 60 XX wieku przedstawiono pierwszą teorię fibrobetonu przez J. Romualdiego i G. Batsona.

W porównaniu z betonem bez włókien, podstawową zaletą fibrobetonu jest jego większa ciągliwość i wytrzymałość na rozciąganie, a sama praca materiału ma charakter bardziej quasiplastyczny, co często prowadzi do korzystnej redystrybucji sił wewnętrznych. Ma to szczególne znaczenie w przypadku konstrukcji wrażliwych na: skurcz fizyczny (np. posadzki), obciążenia dynamiczne (np. fundamenty pod maszyny) oraz ścinanie (np. belki).

Zastosowanie stalowych włókien, zwiększa nośność na ścinanie belek żelbetowych. Potwierdzają to liczne prace naukowe [1,4,5,6,8]. W konsekwencji może prowadzić to do zmniejszenia wymiarów przekroju oraz zastąpienie zbrojenia poprzecznego (strzemion).

2. Charakterystyka włókien oraz właściwości fibrobetonu

Najczęściej włókna stalowe wykonywane są z pociętego lub ze skrawanego na fragmenty drutu, ciągnionego na zimno lub arkusza (PN-EN 14889-1:2007). Kształty, wymiary oraz zawartość włókien w jednostce objętości włókien dobiera się tak by uzyskać ich jak najlepszą przyczepność do matrycy cementowej [2]. Ze względu na kształt najczęściej wyróżniamy włókna:

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

proste, z haczykowatymi lub wioselkowymi odgięciami i faliste. Ich długości wynoszą od 10 do 100mm, średnica - 0,01 do 1mm, wytrzymałość na rozciąganie – 500 do 2000MPa, zaś Moduł Younga – 205GPa. Najczęściej dodatek włókien do mieszanki betonowej wynosi od 25 do 50kg/m³, choć może on wynieść nawet 150kg/m³ dla BWW.

Obecność dodatku włókien w betonie poprawia jego właściwości mechaniczne, fizyczne oraz odkształcalnościowe [2,3]. Odpowiednio: wytrzymałość na ściskanie 10-30%, rozciąganie 20-40%, zginanie 30-70%, mrozoodporność 30-60%, redukcję odkształceń skurczu fizycznego 30-50%. Zawartość zbrojenia rozproszonego w betonie ma nieznaczny wpływ na wzrost modułu sprężystości, odkształceń pełzania oraz wodoszczelność fibrobetonu.

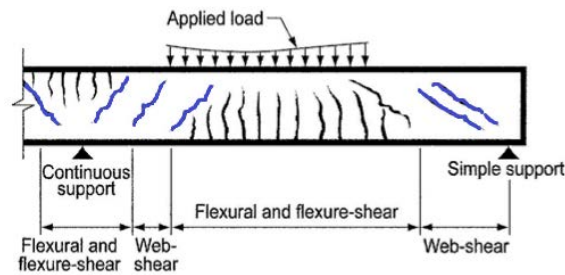
Fibreboton jest materiałem konstrukcyjnym o szerokim zastosowaniu [3]. Wykorzystuje się go do budowy posadzek przemysłowych, nawierzchni lotniskowych, falochronów, fundamentów pod maszyny udarowe, obudowy tuneli, warstw naprawczych np. płaszczy chłodni kominowych, belek stopnicowych, czy też dźwigarów o dużych rozpiętościach.

Fibrobeton posiada również szereg niekorzystnych cech m. in: pogorszenie się urabialności mieszanki betonowej, możliwość sklejania się włókien w skupiska (tzw. jeże), brak możliwości zapewnienia rozmieszczenia włókien zgodnie z trajektoriami naprężeń głównych – losowy rozkład włókien w przestrzeni [2]

3. Mechanizm zniszczenia belek ze względu na ścinanie

Problemy ze ścinaniem w belkach pojawiają się wszędzie tam, gdzie panuje złożony stan naprężeń (ściskanie-rozciąganie). Są to miejsca w pobliżu występowania sił skupionych (np. przekroje podporowe). Ogólnie rozpatrywanie ścinania w belkach związane jest z zagadnieniem głównych naprężeń rozciągających, które to po przekroczeniu wytrzymałości na rozciąganie betonu, powodują powstawanie i propagację rys ukośnych (Rys.1). Z chwilą „dotarcia” rysy do osi obojętnej belki, następuje jej zniszczenie.

Opis zjawiska ścinania w belkach jest zagadnieniem złożonym i zależy on od wielu czynników. Niektóre z nich nie w pełni się uwzględnia inne całkowicie pomija np. „klocowanie” (dowel action) czy zazębianie się kruszywa (interlocking), dlatego też często proponowane formuły obliczeniowe nie mają swojego oparcia w analizach teoretycznych, lecz są określane na podstawie badań doświadczalnych z zachowaniem odpowiedniego zapasu bezpieczeństwa.

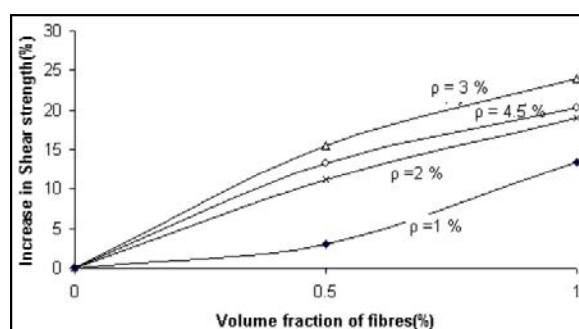


Rys.1 Typowa struktura rys powstałych od zginania i ścinania (rysy ukośne - kolor niebieski) w belce żelbetowej [6]

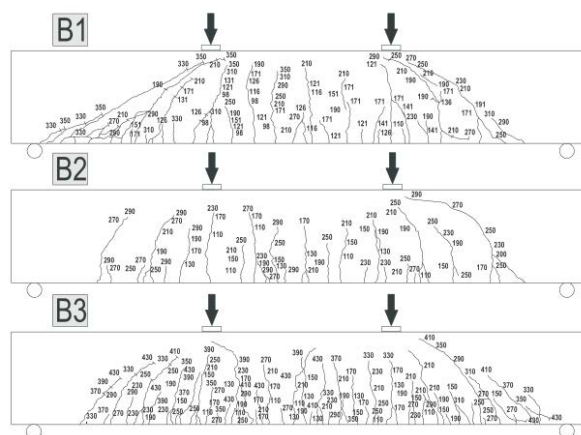
4. Ścinanie w belkach fibrobetonowych - czynniki i ich wpływ

Obecność włókien stalowych w belce zwiększa jej wytrzymałość na ścinanie. Dzieje się tak ponieważ struktura włókien hamuje propagację ukośnej rysy niszczącej belkę, powstałej na skutek sił tnących (ogranicza również propagację rys pochodzących od zginania). Dodatek zbrojenia rozproszonego w przedziale (0-1%) zwiększa graniczny poziom niszczących naprężeń ścinających nawet o 20-25% (Rys.2) [5]. Jak pokazują najnowsze badania dodatek włókien w ilości 1,5% do mieszanki betonowej może z powodzeniem zastąpić stosowanie klasycznego zbrojenia na ścinanie (strzemion) [4,5,6].

W przypadku zarysowania wraz ze zwiększeniem dodatku włókien znacznie zmniejsza się szerokość, liczba oraz rozstaw rys (rys.3), natomiast zwiększa się wartość momentu rysującego – rośnie rysoodporność belki [7,8]. Jak wykazały badania [8] włókna proste o dł. mniejszych niż 15mm podwyższają wartość obciążenia rysującego, ponadto lepiej się sprawdzają w elementach o mniejszych wymiarach poprzecznych. Działają we wczesnej fazie obciążenia ścinającego, tracąc na znaczeniu wraz z jego wzrostem, zaś włókna dłuższe ($L > 50\text{mm}$), o ukształtowanych końcówkach (np. haczykowate) zapobiegają wrywaniu włókien z matrycy oraz hamują rozwój niszczącej rysy ukośnej. Zastosowanie kombinacji różnej smukłości i zakończenia włókien daje najlepszy efekt poprawy nośności na ścinanie belek.



Rys.2 Przykładowy wzrost granicznych naprężeń ścinających belki w funkcji stopnia zbrojenia rozproszonego, dla różnych stopni zbrojenia głównego [5]



Rys.3 Przykładowy obraz zarysowania belki dla zawartości objętości zbrojenia rozproszonego odpowiednio: 0; 0,5; 1% [7]

Podstawowym parametrem w ocenie nośności na ścinanie oraz propagacji rys związanych ze ścinaniem w fibrobetonie jest mechaniczna efektywność zbrojenia rozproszonego (1), która określa współdziałanie pojedynczych włókien w betonie, umożliwiając hamowanie jego zarysowania [1,2]. Mechaniczna efektywność zbrojenia rozproszonego zależy od: smukłości λ i kształtu włókien, objętościowego udziału V_f włókien w kompozycie, przestrzennego rozkładu włókien w betonie oraz przyczepności włókien do matrycy cementowej (τ_f), wynikającej z mechanicznego zakotwienia, adhezji i tarcia [3].

$$f_{\text{Ef.mech.}} = V_f \lambda \tau_f \quad (1)$$

gdzie:

$V_f = W_f / \rho_f$ – objętościowy udział włókien,

W_f – bezwymiarowy parametr zawartość włókien w jednostce objętości,

ρ_f – gęstość włókien,

$\lambda = L / d$ – smukłość włókien,

L, d – długość, średnica włókien,

τ_f – przyczepność włókien.

Ścinanie w belkach fibrobetonowych oraz związana z tym zjawiskiem morfologia rys, zależą od:

- stopnia zbrojenia podłużnego - wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia podłużnego rośnie nośność na ścinanie. Wpływ zbrojenia rozproszonego na nośność na ścinanie w belkach silnie zbrojonych jest mniejszy niż w belkach o mniejszym stopniu zbrojenia podłużnego [6];

- b) stopnia zbrojenia poprzecznego, jego kształtu oraz przyczepności zbrojenia podłużnego do betonu (uźebrowanie oraz średnica prętów);
- c) struktury i ilości zbrojenia rozproszonego - racjonalny dodatek włókien kształtują się w przedziale 0,3-2%. Jego dalszy wzrost wpływa ujemnie na parametry wytrzymałościowe betonu (wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie) [10];
- d) kształtu i wymiarów geometrycznych przekroju oraz klasy wytrzymałościowej betonu (wytrzymałość na rozciąganie betonu);
- e) smukłości ścinania – uzyskanie mechanizmu zniszczenia na ścinanie belek swobodnie podpartych jest racjonalne dla smukłości $a/d < 6$, gdzie: d - wysokość użyteczna przekroju, a - osiowa odległość siły skupionej od podpory [9,10];
- f) efektu skali - niektóre formuły obliczeniowe mają tendencję do zaniżania nośności na ścinanie belek np. dla stosunku $h/l > 7$ [8];

Określenie wpływu mechanicznej efektywności zbrojenia rozproszonego na nośność na ścinanie w belkach fibrobetonowych jest kłopotliwe, ponieważ zależy od wielu czynników, trudnych do określenia w sposób analityczny (np. przyczepność włókien do matrycy). Uwzględnienie parametru $f_{Ef.mech.}$ w metodach projektowych określających nośność na ścinanie belek fibrobetonowych, polega na ustaleniu wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie, umownie nazywanej (w zależności od stosowanej metody) równoważnej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu lub „resztkowej” wytrzymałości na rozciąganie.

Wyznaczanie pozostałych parametrów, potrzebnych do celów projektowych takich jak wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu oraz współczynnik sprężystości wykonuje się na podstawie PN-EN 206-1: 2000 i norm związanych, tak jak dla betonu zwykłego.

5. „Resztkowa” wytrzymałości na rozciąganie oraz jej normowe sposoby wyznaczania

„Resztkowa” wytrzymałość na rozciąganie określa odporność betonu na pękanie przy zginaniu lub rozciąganiu (powstanie i propagację rys). Koncepcja określania „resztkowej” wytrzymałości na rozciąganie polega na tym, aby na podstawie energii zniszczenia (określanej na podstawie wykresu siły zginającej w funkcji ugięcia –Rys.4) wyznaczyć umowny (równoważny) poziom naprężeń rozciągających przy zginaniu w zakresie ugięć określonych normowo. Określenie „resztkowej” wytrzymałości na rozciąganie można wyrazić poniższym wzorem:

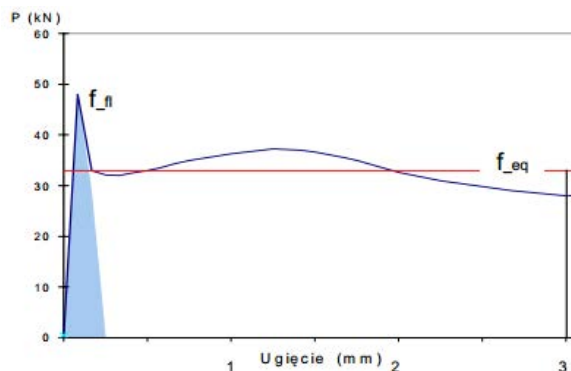
$$f_{eq} = \frac{T_b}{\delta} \frac{L}{bh^2} \quad (2)$$

gdzie:

Tb –praca zginania określona na podstawie pola powierzchni pod wykresem,

δ – założony poziom ugięcia,

L, b, h – odpowiednio: długość, szerokość i wysokość próbki.



Rys.4 Wykres obciążenie-ugięcie przy badaniu wytrzymałości równoważnej na zginanie beleczki. (linia czerwona – „reszkowa” wytrzymałość na rozciąganie, linia niebieska – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu)

„Reszkową” wytrzymałość na rozciąganie ustala się na podstawie znormalizowanych badań (testów). Badania te wykonywane są – w zależności od propozycji komitetów technicznych – na osiowo rozciąganych próbkach [11], zginanych płytach kołowych (dotyczy wymiarowania posadzek fibrobetonowych), lub zginanych beleczkach [11,12,13,14]. Przeważnie określenie nośności na ścinanie belek fibrobetonowych wykonują się na beleczkach (próbkach przyzmatycznych), to też ten rodzaj badań został szerzej omówiony w dalszej części pracy.

Badanie zginanych beleczek wymaga zastosowania aparatury wytrzymałościowej o dużej sztywności oraz wykonania precyzyjnych pomiarów ugięć lub rozwarcia rysy (np. zastosowanie miernika ugięcia w linii wyjściowego położenia osi obojętnej belki). Belki poddawane są próbie trzy lub czteropunktowego zginania (w zależności od metody) [11,12,13,14]. Obciążenie zginające przekazywane jest stopniowo na belkę, w postaci sił skupionych, do momentu osiągnięcia przez nią założonego poziomu ugięcia lub szerokości rozwarcia rysy (wartości określone arbitralnie, zależne od wybranej metody). Wspomniana rysa jest specjalnie ukształtowaną szczeliną w środku rozpiętości belki, o szerokości 5mm i wysokości 25mm. (Rys.5)

Jedną z najbardziej rozpowszechnionych metod wyznaczania „reszkowej” wytrzymałości na rozciąganie, została określona przez Francuski Komitet Techniczny RILEM [11]. Zakłada, że dla arbitralnie ustalonych poziomów rozwarcia krawędzi szczeliny $CMOD_1=0,5mm$ i $CMOD_2=3,5mm$ oblicza się „reszkowe” wytrzymałości na rozciąganie ($f_{R,1}$ i $f_{R,4}$) (3). Następnie przeprowadza się

serię pomiarów, w celu określenia średniej wytrzymałości „reszkowej” na rozciąganie ($f_{ctm,fl}$ odpowiednio dla $f_{R,1}$ i $f_{R,4}$), by ostatecznie ustalić ich charakterystyczne wartości ($f_{ctk,fl}$) (4).

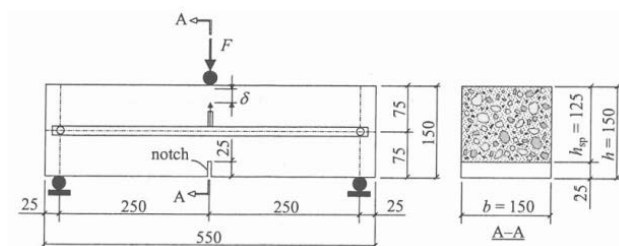
$$f_{R,i} = \frac{3 F_{R,i} \cdot L}{2 b \cdot h_{sp}^2} \quad (3)$$

$$f_{ctk,fl} = 0,7 \cdot f_{ctm,fl} \quad (4)$$

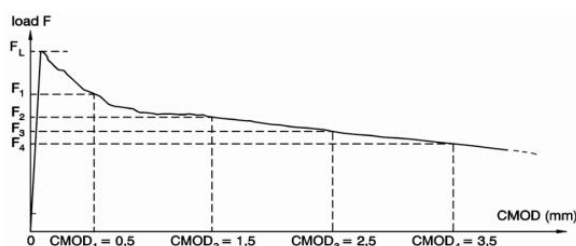
gdzie:

$F_{R,i}$ - siła skupiona

L, b, h_{sp} – odpowiednio: rozpiętość, szerokość oraz wysokość pomniejszona o wysokość karbu beleczki



Rys.5 Znormalizowane badanie zginanych beleczek, określające „reszkową” wytrzymałość na rozciąganie wg [11]



Rys.6 Schematyczny wykres naprężenie rozciągające - rozwarcie krawędzi szczeliny CMOD przy badaniu wytrzymałości „reszkowej” na rozciąganie [11]

Wyznaczenie wartości parametrów $f_{R,1}$ i $f_{R,4}$ zapewnia minimalną gwarancję określenia charakterystycznej „reszkowej” wytrzymałości na rozciąganie. Wartości te wynoszą w przybliżeniu odpowiednio 1-6 MPa i 0-4MPa. Uzyskane wyniki zaniża się z dokładnością do 0,5MPa. Przykładowo fibrobetonową próbkę cylindryczną o wytrzymałości na ściskanie 30MPa oraz $f_{R,1}=2,2\text{MPa}$ i $f_{R,4}=1,5\text{MPa}$ można zapisać w następujący sposób: C30/37 FL 2/1,5

6. Metody projektowe obliczania nośności na ścinanie belek fibrobetonowych

Nośność na ścinanie belek fibrobetonowych obliczana jest analogicznie jak dla „zwykłych” belek wg formuły zaproponowanej przez EC2, która jest modyfikowana parametrem „reszkowej”

wytrzymałości na rozciąganie, uwzględniającym zbrojenie rozproszone w kompozycie, różniącym się w sposobie wyznaczania w zależności od propozycji różnych komitetów technicznych.

Tablica 1. Metody obliczania nośności na ścinanie belek różnych komitetów technicznych.

Kod:	Metody obliczania nośności na ścinanie belek fibrobetonowych:	Objaśnienia:
[12]	$V_{Rd,F} = 0,13k[\rho_1 \left(1 + 7,5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}}\right) f_{ck}]^{\frac{1}{3}}bd + V_{wd}$	<p>k – współczynnik uwzględniający wysokość przekroju, ρ_1 – stopień zbrojenia rozciąganego w rozpatrywanym przekroju, b, d – odpowiednio szerokość i wysokość efektywna przekroju, f_{Ftuk} – „reszkowe” naprężenia rozciągające przy zginaniu, określone dla stanu granicznego nośności (SLU), f_{ctk} – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie osiowe, f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu na sciskanie, V_{wd} – nośność pochodząca od strzemion</p>
[11]	$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}$ $V_{fd} = k_f k_l \tau_{fd} bd$	<p>k_f, k_l – współczynniki uwzględniające kształt i wysokość przekroju, $\tau_{fd} = 0,12 f_{R,4}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie fibrobetonu, $f_{R,4}$ – „reszkowe” naprężenia rozciągające przy zginaniu, V_{cd} – nośność na ścinanie betonu, V_{fd} – nośność na ścinanie pochodząca od włókien stalowych, b, d – odpowiednio szerokość i wysokość efektywna przekroju,</p>
[13]	$V_{fu} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu}$ $V_{fu} = 0,7\xi\tau_{fd}bd$	<p>V_{cu} – nośność na ścinanie betonu, V_{su} – nośność pochodząca od strzemion, V_{fu} – nośność na ścinanie pochodząca od włókien stalowych, ξ – współczynniki uwzględniający wysokość przekroju, $\tau_{fd} = 0,5f_{ctR,d}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie fibrobetonu, $f_{ctR,d} = f_{R,4}$</p>
[14]	$V_{Rd,ct}^f = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf}^f$ $V_{fRd,cf} = \alpha_c^F f_{cRu}^f bh / \gamma_{ct}^f$	<p>$V_{Rd,ct}$ – nośność na ścinanie betonu, $V_{Rd,cf}^f$ – nośność na ścinanie pochodząca od włókien α_c^F – współczynnik redukujący resztkową wytrzymałość na rozciąganie, uwzględniający długoterminowy i niekorzystny efekt przyłożenia obciążenia, f_{cRu}^f – charakterystyczna wytrzymałość rezydualna na rozciąganie, γ_{ct}^f – współczynnik bezpieczeństwa określany wg EC2, b, h – wymiary przekroju belki</p>

7. Podsumowanie

Na podstawie wiadomości zawartych w referacie oraz przeglądu literaturowego można sformułować następujące wnioski:

- obecność włókien stalowych (optymalny dobór - kombinacja różnych typów) zwiększa nośność na ścinanie oraz hamuje propagację rys ukośnych belek fibrobetonowych, w efekcie możliwe staje się zmniejszenie stopnia zbrojenia poprzecznego oraz wymiarów przekroju belek [4,5,6];
- wytrzymałość „reszkowa” na rozciąganie jest podstawowym, doświadczalnym parametrem projektowym fibrobetonu w określaniu nośności na ścinanie (SLU);
- określanie „reszkowej” wytrzymałości na rozciąganie przeprowadza się na podstawie znormalizowanych testów;
- różnice między metodami badawczymi wynikają z różnych wymiarów, schematów statycznych oraz sposobów pomiarów energii pęknięcia beleczek [11,12,13,14];
- pomiędzy teoretyczną (określoną na podstawie metod projektowych) a doświadczalną nośnością na ścinanie belek fibrobetonowych występują różnice[1,6,10]. Zależą one głównie od: wytrzymałości betonu na ściskanie, przyjętych współczynników obliczeniowych, smukłości ścinania, stopnia zbrojenia włóknistego oraz sposobu estymacji wytrzymałości „reszkowej” na rozciąganie

Literatura

- [1] Kamiński M., Bywalski Cz, Kaźmierowski M.: Nośność na ścinanie belek wykonanych z fibrobetonu. Materiały Budowlane, 6/2014, s. 72-73
- [2] Glinicki M.: Beton ze zbrojeniem strukturalnym. XXV Ogólnopolski warsztaty projektanta konstrukcji, 2010, s. 279-308
- [3] Zych T., Współczesny fibrobeton – możliwość kształtowania elementów konstrukcyjnych i form architektonicznych. Architektura-Politechnika Krakowska, 2010, zeszyt 18
- [4] Łapko A., Krasnowska J., Iwaniuk P.: Wzmacnianie stref ścinania belek żelbetowych z lokalnym zastosowaniem włókien stalowych, Materiały Budowlane, 10/ 2013, s. 32-35
- [5] Tantary, M.A.: Influence of Steel Fibres on The Shear Strength of Concrete. Journal of Engineering, Computers & Applied Sciences, 2012, Vol. 1, No. 1
- [6] Hai H. Dinh.: Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. Disertation. Ann Arbor. University of Michigan, 2009

- [7] Smarzewski P.: Stany graniczne użyteczności belek żelbetowych z betonu wysokowartościowego z dodatkiem włókien. *Budownictwo i Architektura*, 12/2013, s. 155-162
- [8] Gustafsson, J., Noghabai, K.: □Steel Fibres as Shear Reinforcement in High Strength Concrete Beams, Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, 1999, pp. 1-18.
- [9] Minelli F.: Plain and fiber reinforced concrete beams under shear loading: Structural behavior and design aspect, Brescia, Italy, 2005
- [10] Mondo E.: Capacity of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams without Conventional Shear Reinforcement, Shear Master of Science Thesis Stockholm, Sweden, 2011
- [11] RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, 2003
- [12] CNR-DT 204/2006: Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures, National Research Council, November 2007
- [13] EHE-08: Spanish Guidelines code on structural concrete, 2008
- [14] DIN 1045-1: Stahlfaserbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2003, Heft 512

THE SHEAR CAPACITY OF STEEL FIBER-REINFORCED CONCRETE

Summary

Properties of fiber-reinforced concrete are presented in the lecture and characteristic of steel fibers are made. Shear failure mechanism and factors affecting the shear capacities and propagation crack of fiber-reinforced beams are defined. Method designating "residual" tensile strength are explained. Overview of methods for calculating the design shear capacities fiber-reinforced concrete beams are made.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Mieczysław Kamiński, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika wrocławska.



porównanie równości, nawierzchnia asfaltowa, profilograf

Sebastian KOWERSKI¹

BADANIA PORÓWNAWCZE CECH POWIERZCHNIOWYCH NAWIERZCHNI DROGOWYCH

W artykule przedstawiono klasyfikacje oceny stanu oraz sposoby pomiaru równości nawierzchni drogowych. Opisano procedurę badawczą wykorzystaną w badaniach porównawczych równości nawierzchni odcinka testowego. Zestawiono wyniki pomiarów oraz przedstawiono ich interpretację.

Coraz częściej przedmiotem zainteresowania zarządców sieci drogowej w zakresie odbiorów technicznych nowobudowanych dróg, a także w zakresie systemowego utrzymania stają się dokładne badania równości i ukształtowania nawierzchni jezdni. Pojęcie klasy drogi określa zakres normatywnie dopuszczalnych parametrów technicznych, które charakteryzują ją ze względu na cechy funkcjonalne. O przynależności danej drogi do określonej klasy decydują takie parametry geometryczne jezdni, jak: szerokość pasa ruchu, krzywizna osi w planie, pochylenie podłużne i poprzeczne nawierzchni. Klasa nawierzchni informuje o stanie jej zużycia i przydatności do użytkowania. Na ogół w okresie eksploatacji ukształtowanie geometryczne jezdni pozostaje stałe, natomiast zmienna jest klasa nawierzchni. Na jej zmienność w czasie, główny wpływ mają rodzaj zastosowanej konstrukcji oraz warunki posadowienia, a także inne czynniki, takie jak jakość robót budowlanych i utrzymaniowych, sezonowość wpływów atmosferycznych i obciążenie ruchem drogowym.

Przy ocenie stanu technicznego nawierzchni wykorzystywanymi parametrami są m.in. równość podłużna i poprzeczna. Równość podłużna oceniana jest na podstawie pomiaru profilu podłużnego nawierzchni przy użyciu urządzeń profilometrycznych, natomiast równość poprzeczna klasyfikowana jest według pomiaru głębokości kolein w równoodległych przekrojach. Do tej pory jednym z najczęściej używanych urządzeń do pomiaru profilu podłużnego był aparat APL, natomiast do pomiaru głębokości kolein używano metody łąty i klina. Od kilku lat nowością w Polsce są profilografy laserowe. Urządzenie, dzięki zamontowanej przed pojazdem belce z czujnikami laserowymi, umożliwia równoczesny pomiar obu parametrów równości. W niniejszym

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

artykule autor przedstawia wyniki badań porównawczych równości nawierzchni przeprowadzonych przy użyciu profilografów laserowych, dwóch niezależnych laboratoriów.

1. Zasady pomiaru równości i ocena stanu nawierzchni

Przy ocenie stanu nawierzchni pod względem równości stosuje się w Polsce określone w wytycznych SOSN wymagania dla dróg krajowych, [1], [2] i [3], a także wymagania określone w dwóch Rozporządzeniach Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej (RMTiGM) w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać nawierzchnie autostrad płatnych [4] i nawierzchnie dróg publicznych [5]. Funkcje normujące zawarte w najnowszym opracowaniu dotyczącym diagnostyki nawierzchni [6] opierają się na wartościach progowych zawartych w dwóch w/w rozporządzeniach.

Zgodnie z wytycznymi SOSN rutynowy pomiar równości podłużnej wykonuje się w prawym śladzie koła. Obowiązujące przepisy są zgodne w zakresie podstawowych miar stanu równości nawierzchni:

- wskaźnik IRI wyznaczany jest na podstawie profilometrycznej metody pomiaru nierówności podłużnych nawierzchni dla odcinków diagnostycznych,
- głębokość koleiny mierzona jest w przekroju poprzecznym pasa ruchu nie rzadziej niż co 5 m, przy użyciu trzymetrowej łąty i klina, bądź metody równoważnej.

Na podstawie zbioru wyników dla określonego odcinka drogi wyznacza się dwa statystyczne parametry: wartość średnią (E) oraz odchylenie standardowe (D). Klasyfikacja odnosząca się do oceny stanu równości nawierzchni jest dokonywana zgodnie z miarami zawartymi w SOSN tzn. przy ocenie równości podłużnej wykorzystywany jest parametr E, natomiast dla równości poprzecznej $E + 2D$ (miarodajna głębokość koleiny).

1.1. Kryteria oceny pomiarów równości nawierzchni

Pod pojęciem równości podłużnej nawierzchni należy rozumieć cechę eksploatacyjną, która w odczuciu użytkownika pojazdu wyraża zdolność danej nawierzchni do nie wzbudzania wstrząsów i drgań. Do ilościowej oceny równości podłużnej używany jest wskaźnik IRI (International Roughness Index). Wskaźnik ten charakteryzuje pracę zawieszenia w umownie przyjętym, dynamicznym modelu pojazdu samochodowego o dwóch stopniach swobody. Teoretycznie pojazd ten jedzie z prędkością 80 km/h po zarejestrowanym profilu nawierzchni drogi. Wartość wskaźnika odpowiada średniej wielkości względnego przemieszczenia dwóch mas (karoserii i koła),

wywołanych kinematycznym wymuszeniem drogi o odcinku o ustalonej długości. Jednostką tego parametru jest mm/m lub m/km. Wartość wskaźnika IRI równa 0 mm/m odzwierciedla odcinek drogi idealnie równy. Nawierzchnie w dobrym stanie charakteryzują się mniejszymi wartościami wskaźnika IRI niż nawierzchnie zniszczone i zdeformowane. Stosowane w Polsce kryteria oceny stanu nawierzchni oraz zastosowane przez autora granice poszczególnych przedziałów zestawiono w (tab.1). Autor wprowadza odrębną klasyfikację przedziałów w celu zwiększenia segregacji wyników do poszczególnych grup.

Tablica 1. Zestawienie kryteriów oceny stanu warstwy ścieralnej nawierzchni pod względem równości podłużnej (E [IRI] oznacza wartość średnią wskaźnika IRI) na podstawie [1] i [4]

RMTiGM (autostrady płatne)		SOSN (dwie grupy klas dróg publicznych wg RMTiGM)				Klasyfikacja zastosowana przez autora	
Klasa i ocena opisowa stanu nawierzchni	E [IRI] mm/m	Klasa i ocena opisowa stanu nawierzchni		E [IRI] mm/m		Przedział	IRI
				A, S i GP	G i Z		
A Stan dobry	<1,6	A	Stan dobry	<2,0	<3,0	I	<1,2
B Stan zadowalający (umieszczenie w planie remontów)	1,6÷2,8	B	Stan zadowalający	2,0÷4,3	3,0÷5,0	II	(1,2÷2,0]
C Stan zły (niezwłoczna naprawa)	>2,8	C	Stan niezadowalający (planowany zabieg remontowy)	4,4÷5,7	5,1÷6,6	III	(2,0÷3,3]
		D	Stan zły (natychmiastowa interwencja)	>5,7	>6,6	IV	>3,3

Równość poprzeczna to cecha eksploatacyjna charakteryzująca nierówności nawierzchni w kierunku poprzecznym do osi drogi. Najczęściej deformacje tego typu powstają w okresie eksploatacji. Kolejną definiowane jest trwale odkształcenie nawierzchni, powstałe wzdłuż drogi w śladzie kół pojazdów. Głębokość koleiny jest ustalana poprzez pomiar wielkości największego prześwitu pod położoną na nawierzchni łata (prostoliniową listwą), pomiar wykonywany jest przy użyciu klinu mierniczego w milimetrach, bądź też metodą równoważną np. profilografem laserowym. Stosowane w Polsce kryteria oceny stanu nawierzchni oraz zastosowane przez autora granice poszczególnych przedziałów zestawiono w (tab.2). Autor ponownie wprowadza odrębną klasyfikację przedziałów w celu segregacji wyników do poszczególnych grup. Zastosowanie ogólnie przyjętych klas spowodowałoby zakwalifikowanie niemal 100% wyników do jednej klasy, co uniemożliwiłoby obrazowe porównanie wyników.

Tablica 2. Klasyfikacja stanu nawierzchni warstwy jezdnej pod względem równości poprzecznej na podstawie miarodajnej głębokości koleiny według SOSN na podstawie [1] i [4]

RMTiGM (autostrady płatne)		SOSN (drogi krajowe)			Klasyfikacja zastosowana przez autora		
Klasa i ocena opisowa stanu nawierzchni		E[h] + 2 D[h] mm	Klasa i ocena opisowa stanu nawierzchni		E[h] + 2 D[h] mm	Przedział	Głębokość koleiny
A	Stan dobry	<9	A	Stan dobry	≤10	I	<3
B	Stan zadowalający (umieszczenie w planie remontów)	9÷18	B	Stan zadowalający	11÷20	II	3÷5
C	Stan zły (niezwłoczna naprawa)	>18	C	Stan niezadowalający (planowany zabieg remontowy)	21÷30	III	5÷8
			D	Stan zły (natychmiastowa interwencja)	>30	IV	>8

2. Procedura i wyniki pomiarów

Do badań porównawczych użyte zostały profilografy laserowe będące w posiadaniu Politechniki Wrocławskiej oraz laboratorium Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad Oddział we Wrocławiu. Badania przeprowadzono na nawierzchni asfaltowej czynnej jezdni autostrady (pas prawy i awaryjny) z zastosowaniem tymczasowej organizacji ruchu zgodnej z zarządzeniem [7]. Długość badanego odcinka to 129 m.

Profilograf laserowy (Road Surface Profiler) jest urządzeniem zamontowanym na pojeździe. Czujniki laserowe umieszczone w belce z przodu pojazdu umożliwiają badanie profilu nawierzchni zarówno podłużnego jak i poprzecznego. Pomiary równości wykonywane były w interwale 1 m i opisywane za pomocą wskaźnika IRI oraz głębokości koleiny. Profilografy laserowe w trakcie badań przedstawia (rys. 1).



Rys. 1. Profilografy laserowe w trakcie badań porównawczych (przed rozpoczęciem pomiaru). W tle pojazd zabezpieczający

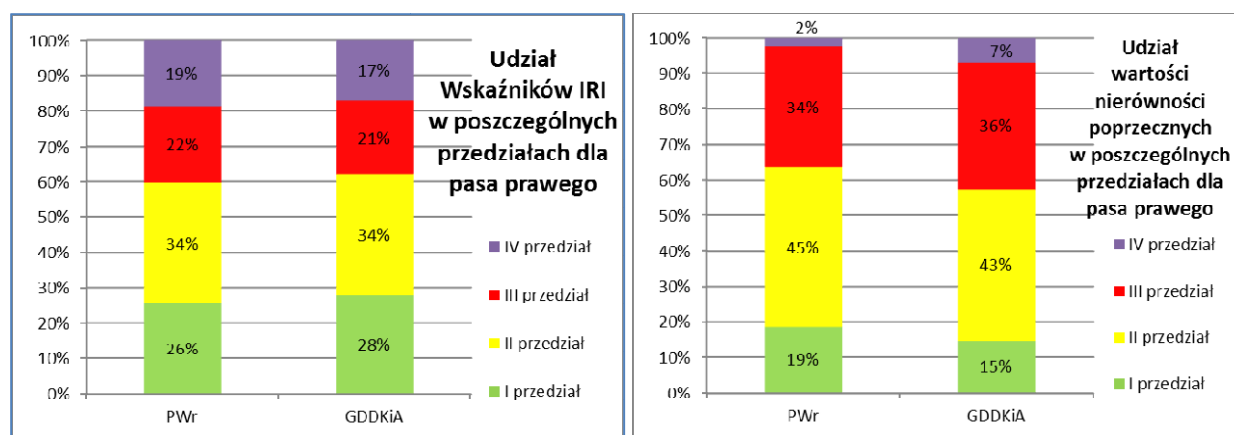
2.1 Wyniki pomiarów dla pasa prawego

Ze względu na znaczną populację wyników w niniejszej pracy przedstawiono jedynie tablicę (tab. 3) oraz wykresy (rys. 2) podsumowujące wyniki pomiarów dla pasa prawego z pominięciem przedstawienia wyników jednostkowych, mierzonych w odstępnie 1m.

Tablica 3. Zestawienie tabelaryczne wyników pomiarów dla pasa prawego

Tab. 3.	Pas prawy - PWr								Pas prawy - GDDKiA							
Lokalizacja w km	Wskaźnik IRI				Nierówności poprzeczne				Wskaźnik IRI				Nierówności poprzeczne			
	przedziały [mm/m]				przedziały [mm]				przedziały [mm/m]				przedziały [mm]			
	< 1,2	(1,2÷2,0]	(2,0÷3,3]	>3,3	< 3	(3,0÷5,0]	(5,0÷8]	>8,0	< 1,2	(1,2÷2,0]	(2,0÷3,3]	>3,3	< 3	(3,0÷5,0]	(5,0÷8]	>8,0
1	2				3				4				5			
od km 0,000	Liczba wskaźników IRI				Liczba nierówności poprzecznych				Liczba wskaźników IRI				Liczba nierówności poprzecznych			
	33	44	28	24	24	58	44	3	36	44	27	22	19	55	46	9
do km 0,120	Udział procentowy				Udział procentowy				Udział procentowy				Udział procentowy			
	26%	34%	22%	19%	19%	45%	34%	2%	28%	34%	21%	17%	15%	43%	36%	7%
	Średnia [mm/m]				Średnia [mm]				Średnia [mm/m]				Średnia [mm]			
	2,3				4,6				2,2				5,1			
	SOSN				Odchylenie standard. [mm]				SOSN				Odchylenie standard. [mm]			
	B				1,7				B				1,9			
					Miarodajna [mm]								Miarodajna [mm]			
					8,1								8,8			
					SOSN								SOSN			
					A								A			

Na podstawie (tab.3) widoczne jest, iż odcinek disgnostyczny pasa prawego przy uwzględnieniu wyników badań z obu profilografów został zaliczony do klasy B wg SOSN pod względem równości podłóżnej. Różnica średniego wskaźnika IRI jest równa 0,1 mm/m. W przypadku nierówności poprzecznych wyniki pomiarów z obu profilografów pozwoliły zaklasyfikować odcinek do klasy A (wartość miarodajnej głębokości koleiny mniejsza od 10 mm). Miarodajna głębokość koleiny jest równa odpowiednio 8,1 mm oraz 8,8 mm. Należy zwrócić uwagę na zbliżone wartości średnie, różnica równa jest 0,5 mm, a także zbliżoną wartość odchylenia standardowego, różnica jest równa 0,2 mm.



Rys. 2. Udział wskaźników IRI oraz nierówności poprzecznych w poszczególnych przedziałach dla pasa prawego

Ze względu na znaczny zakres poszczególnych klas wg SOSN, autor wprowadził podział wyników na cztery przedziały i na tej podstawie porównuje wyniki z obu urządzeń pomiarowych. Na podstawie (tab.3) oraz (rys.2) widoczne jest, iż udziały wyników wskaźników IRI w poszczególnych przedziałach dla obu profilografów są zbliżone do siebie, różnice są rzędu kilku procent. Natomiast różnice przyporządkowania w przypadku wyników pomiarów nierówności poprzecznych są największe dla I i IV przedziału i są równe odpowiednio 4 % (5 wyników) i 5 % (6 wyników).

2.2 Wyniki pomiarów dla pasa awaryjnego

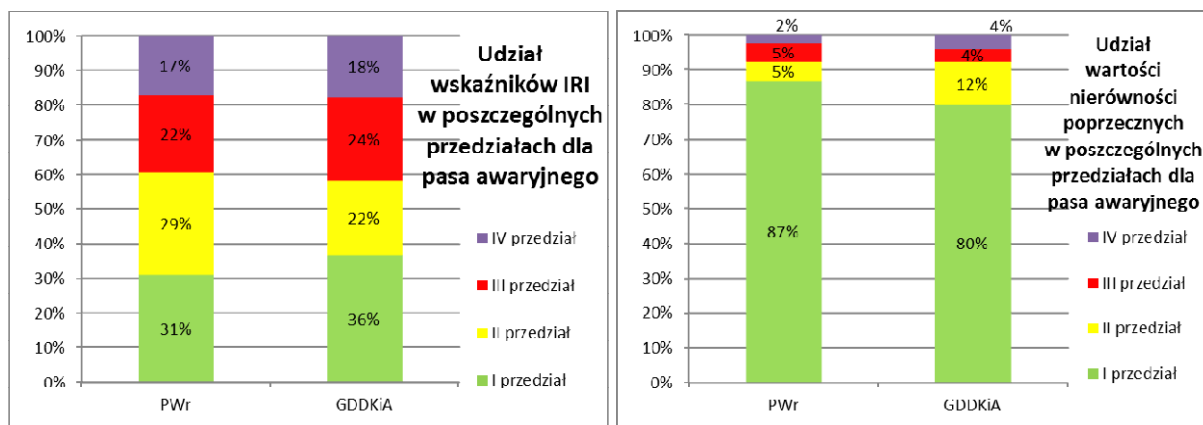
Ze względu na znaczną populację wyników w niniejszej pracy przedstawiono jedynie tablicę (tab. 4) oraz wykresy (rys. 3) podsumowujące wyniki pomiarów dla pasa awaryjnego.

Tablica 4. Zestawienie tabelaryczne wyników pomiarów dla pasa awaryjnego

Lokalizacja w km	Pas awaryjny- PWr								Pas awaryjny- GDDKiA							
	Wskaźnik IRI				Nierówności poprzeczne				Wskaźnik IRI				Nierówności poprzeczne			
	przedziały [mm/m]				przedziały [mm]				przedziały [mm/m]				przedziały [mm]			
1	< 1,2	(1,2+2,0]	(2,0+3,3]	>3,3	< 3	(3,0+5,0]	(5,0+8]	>8,0	< 1,2	(1,2+2,0]	(2,0+3,3]	>3,3	< 3	(3,0+5,0]	(5,0+8]	>8,0
2	Liczba wskaźników IRI				Liczba nierówności poprzecznych				Liczba wskaźników IRI				Liczba nierówności poprzecznych			
od km 0,000 do km 0,129	40	38	29	22	112	7	7	3	47	28	31	23	103	16	5	5
	Udział procentowy				Udział procentowy				Udział procentowy				Udział procentowy			
	31%	29%	22%	17%	87%	5%	5%	2%	36%	22%	24%	18%	80%	12%	4%	4%
	Średnia [mm/m]			2,2	Średnia [mm]			2,2	Średnia [mm/m]			2,1	Średnia [mm]			2,6
	SOSN			B	Odchylenie standard. [mm]			3,0	SOSN			B	Odchylenie standard. [mm]			1,7
					Miarodajna [mm]			8,1					Miarodajna [mm]			6,0
					SOSN			A					SOSN			A

Na podstawie (tab. 4) widoczne jest, iż odcinek diagnostyczny pasa awaryjnego na podstawie wyników badań z obu profilografów został zaliczony do klasy B wg SOSN pod względem równości podłożnej. Różnica średniego wskaźnika IRI jest równa 0,1 mm/m. Należy przy tym zauważyć, iż przekroczenie klasy A ma miejsce powyżej wartości 2,0 mm/m, zatem przekroczenia są nieznaczne. W przypadku nierówności poprzecznych wyniki pomiarów z obu profilografów pozwoliły zaklasyfikować odcinek do klasy A (wartość miarodajnej głębokości koleiny mniejsza od 10 mm). Miarodajna głębokość koleiny jest równa odpowiednio 8,1 mm oraz 6,0 mm. Należy zwrócić uwagę na zbliżone wartości średnie, różnica równa jest 0,4 mm.

Na podstawie (tab. 4) oraz (rys. 3) widoczne jest, iż udziały wyników wskaźników IRI w poszczególnych przedziałach dla obu profilografów są zbliżone do siebie, największa różnica jest równa 7 % (10 wyników) dla przedziału II. Natomiast różnice przyporządkowania w przypadku wyników pomiarów nierówności poprzecznych są największe dla I i II przedziału i wynoszą około 7 % (9 wyników).



Rys. 3. Udział wskaźników IRI oraz nierówności poprzecznych w poszczególnych przedziałach dla pasa awaryjnego

3. Podsumowanie i wnioski

Z przeprowadzonych badań wynika, iż pomiary porównawcze wykonywane przy użyciu dwóch niezależnych urządzeń pomiarowych w każdym przypadku tj. dla każdego pasa i dla każdego parametru równości wskazały na tą samą klasę wg SOSN. Co więcej porównane odpowiednie wartości średnie cechuje się dużą zbieżnością. Dzięki zagęszczeniu zakresów i wprowadzeniu przedziałów możliwa stała się szczegółowa analiza przyporządkowania wyników do poszczególnych przedziałów. Liczebność wyników w poszczególnych przedziałach jest bardzo zbliżona, różnice nie przekraczają kilku procent. Różnice w przyporządkowaniu do poszczególnych przedziałów podyktowane są dokładnością pomiaru samego urządzenia pomiarowego. Niepewność pomiarowa urządzenia w przypadku wskaźnika IRI jest równa 0,1 mm/m, natomiast w przypadku nierówności poprzecznych jest to 0,1 mm. Mimo, iż pomiary cechują się dużą dokładnością, przy zastosowaniu stosunkowo wąskich przedziałów klasyfikacji wyników mogą one mieć znaczenie przy przyporządkowaniu do danego przedziału. Przy przeprowadzaniu badań porównawczych należy również zwrócić uwagę na udział „czynnika ludzkiego”. Każdy profilograf prowadzony jest przez innego kierowcę, mimo dołożenia wszelkich starań, możliwe jest przybranie nieznacznie odmiennego toru jazdy, co może mieć wpływ na uzyskane wyniki. Mimo wskazania czynników mogących mieć wpływ na wynik eksperymentu, przeprowadzone badania porównawcze wykazały bardzo dużą zbieżność wyników uzyskanych przy użyciu dwóch niezależnych urządzeń pomiarowych. Drobne różnice w wynikach (pojedyncze wyniki) nie mają wpływu na ogólną ocenę równości. Korzystny efekt porównania wyników badań z rezultatami uzyskanymi przez inne laboratorium zweryfikował umiejętności autora wykonującego badania, a także potwierdził jego kompetencje do przeprowadzania badań.

Literatura

- [1] Saganowski C.: Systemy oceny stanu nawierzchni SOSN. Wytyczne stosowania. Warszawa, GDDP, luty 2002.
- [2] Saganowski C.: Systemy oceny stanu nawierzchni SOSN. Załącznik B – Zasady pomiaru i oceny stanu równości podłużnej nawierzchni bitumicznych. Warszawa, GDDP, luty 2002.
- [3] Saganowski C., Kuryłowicz W.: Systemy oceny stanu nawierzchni SOSN. Załącznik C - Zasady pomiaru i oceny stanu kolein nawierzchni bitumicznych. Warszawa, GDDP, luty 2002.
- [4] Przepisy Techniczno- budowlane dotyczące autostrad płatnych. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 14 maja 1997 r., Dz. U. Nr. 62, poz. 392.
- [5] 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 z dnia 14 maja 1999 r.
- [6] Diagnostyka Stanu Nawierzchni – DSN. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Warszawa, 15 czerwca 2012.
- [7] Zarządzenie nr 75 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 30 lipca 2010 roku w sprawie typowych schematów oznakowania robót prowadzonych w pasie drogowym.

COMPARATIVE RESEARCH OF PAVEMENTS SURFACE CHARACTERISTICS

Summary

The article presents classifications of pavements condition and methods of measurement of pavements evenness. Procedure used in comparative research of pavements evenness was described. The results of measurements and their interpretation are presented.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Antoni Szydło, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska.



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Publikacja współfinansowana ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego

*planograf, wskaźnik IRI, profilograf laserowy*Sebastian KOWERSKI¹

NOWOCZESNE NARZĘDZIA I METODY BADAŃ RÓWNOŚCI NAWIERZCHNI DROGOWYCH

W artykule przedstawiono aparaturę badawczą oraz metody pomiaru równości nawierzchni. W akapicie poświęconym równości podłużnej omówiono ideę działania planografu oraz przedstawiono definicję wskaźnika IRI. Następnie omówiono podstawową metodę pomiaru równości poprzecznej. Główną część artykułu stanowi opis profilografu laserowego idealnego urządzenia do jednoczesnego pomiaru równości podłużnej i poprzecznej.

Jednym z podstawowych czynników jakości nawierzchni drogowych jest równość. Charakteryzuje ona zarówno stan drogi, jak również poziom bezpieczeństwa na drodze i komfort jazdy. Nierówności podłużne (badane wzdłuż osi) powodują niedogodności w ruchu drogowym i ryzyko wystąpienia niebezpieczeństwa zmniejszenia oddziaływań między kołami a nawierzchnią. Równość podłużną nawierzchni klasyfikuje się poprzez porównanie rzeczywistej niwelety nawierzchni z niweletą projektowaną lub potrzebną. Właściwie odwzorowana niweleta nawierzchni powinna przebiegać płynnie w płaszczyźnie pionowej, bez gwałtownych uskoków i załamań [1].

Wymagania w stosunku do równości nawierzchni stawia się głównie ze względu na wygodę jazdy. W czasie przejazdu po nierównej nawierzchni pojazd i jadący w nim ludzie doznają znacznych przyspieszeń pionowych powodujących dyskomfort. Z kolei drgania kół hamującego pojazdu powodują chwilowe zmniejszenie się docisku kół do nawierzchni, co wydłuża drogę hamowania. Nierówności nawierzchni implementują powstanie oddziaływań pionowych pojazdu na nawierzchnię o wielkości proporcjonalnej do wielkości nierówności i ciężaru pojazdu, powodując znacznie szybsze zniszczenie zarówno pojazdu jak i nawierzchni [2]. Ponadto jak wykazano w [3] oddziaływania dynamiczne winny być uwzględniane w trakcie projektowania i modelowania warstw konstrukcyjnych nawierzchni.

Prawidłowość poprzecznego profilu jest nie mniej ważna aniżeli równość w profilu podłużnym nawierzchni. Coraz większy udział pojazdów ciężkich powoduje tworzenie się niebezpiecznych kolein przyczyniających się do szybszego zużycia nawierzchni.

Niniejszy artykuł ma na celu przedstawienie metod pomiaru równości poprzecznej i podłużnej

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

oraz ukazanie wyższości nowoczesnych profilograficznych badań nawierzchni.

1. Równość podłużna

Zgodnie z [4] równość podłużna definiowana jest jako cecha warstwy nawierzchni określająca stopień, w jakim powierzchnia warstwy mierzona wzdłuż kierunku jazdy jest zbieżna z powierzchnią wymaganą (idealną). Ta cecha eksploatacyjna określa zdolność nawierzchni jezdni do niewzbudzania wstrząsów i drgań pojazdów [3].

Dotychczas bardzo popularną metodą badań równości podłużnej nawierzchni był planograf. Urządzenie to wprowadzone na podstawie normy [5] składa się z wózka, układu jezdnego i urządzeń rejestrujących (rys. 1).

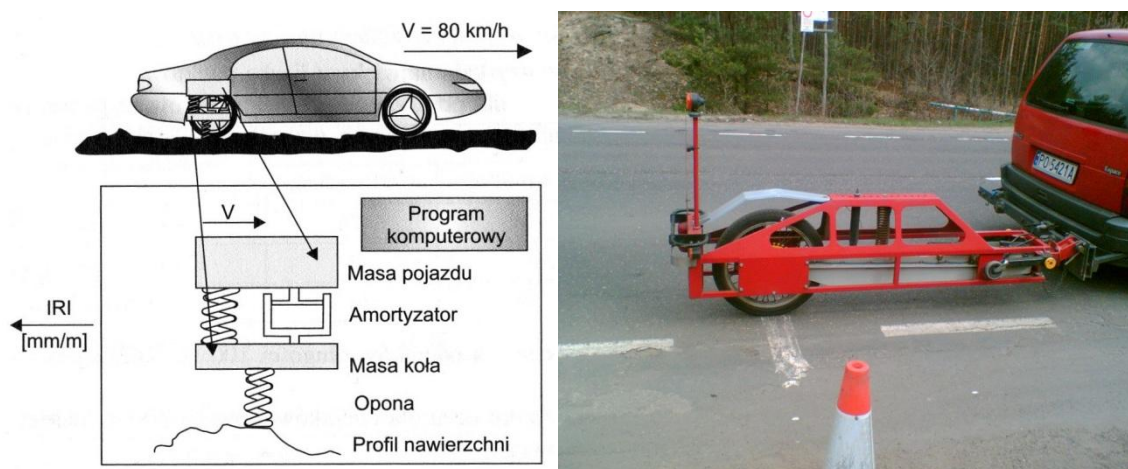


Rys. 1. Planograf

Kółka jezdne (widoczne 14 szt.) przymocowane są na stałe do wózka. Spody tych kółek znajdują się w jednej linii prostej. W trakcie jazdy planograf (przyczepiony do ciągnącego pojazdu) posuwa się po wierzchołkach nierówności. Z nawierzchnią mają kontakt tylko te kółka jezdne, które aktualnie przejeżdżają przez wierzchołki. Środek linii powstałej przez połączenie spodów kółek jezdnych opisuje w czasie jazdy krzywą, która nazywana jest krzywą wierzchołkową. Kółko pomiarowe znajdujące się w środku przyrządu, które styka się stale z nawierzchnią, mierzy prześwit pomiędzy jezdnią a tą linią wierzchołkową. W czasie jazdy planograf ciągnięty jest z prędkością około 5 km/h w prawym śladzie koła pojazdu. Dopuszczalne wartości prześwitów mierzonych planografem zapisano w załączniku do normy [5] oraz [6].

Kolejnym parametrem opisującym równość podłużną jest wskaźnik równości IRI (International Roughness Index). Jest on międzynarodową miarą równości, akceptowaną również przez Bank Światowy (World Bank). Wskaźnik ten opisuje pracę zawieszenia w umownie

przyjętym dynamicznym modelu pojazdu samochodowego o dwóch stopniach swobody. Teoretycznie pojazd ten jedzie z prędkością 80 km/h po zarejestrowanym profilu nawierzchni drogi. Wartość wskaźnika odpowiada średniej wielkości względnego przemieszczenia dwóch mas (karoserii i koła), wywołanych kinematycznym wymuszeniem drogi o odcinku o ustalonej długości. Jednostką parametru jest mm/m lub m/km. Wartość wskaźnika IRI równa 0 mm/m odzwierciedla odcinek drogi idealnie równy. Nawierzchnie w dobrym stanie charakteryzują się mniejszymi wartościami wskaźnika IRI, niż nawierzchnie zniszczone i zdeformowane. Na rys. 2 przedstawiono model teoretyczny pojazdu samochodowego oraz zestaw typu APL (Analyseur de Profil en Long) służący do pomiaru wskaźnika IRI.



Rys. 2. Model teoretyczny pojazdu samochodowego [7] oraz zestaw typu APL [8]

2. Równość poprzeczna

Na podstawie [4] równość poprzeczna warstwy nawierzchni jest to cecha określająca stopień, w jakim powierzchnia warstwy mierzona w kierunku prostopadłym do osi jezdni jest zbieżna z powierzchnią wymaganą (idealną). Cechę tą ocenia się poprzez pomiar równości poprzecznej, w ustalony sposób rejestracji przekroju pasa drogowego wraz z zachowaniem wymagań wynikających z instrukcji obsługi urządzenia pomiarowego i odpowiednich procedur pomiarowych.

Jedną z najprostszych metod pomiarowych równości poprzecznej jest tzw. metoda za pomocą łąty i klina. Zgodnie z normą [9] do wykonywania pomiarów równości poprzecznej nawierzchni należy stosować łątę wykonaną z metalu o długości 3000 ± 3 mm i grubości 25 ± 1 mm oraz wyskalowany szczelinomierz klinowy wykonany również z metalu (rys. 3).



Rys. 3. Szczelinomierz klinowy

Wymagania [6] mówią, iż pomiar powinien być wykonywany nie rzadziej niż co 5 m (licząc wzdłuż badanego odcinka), a liczba pomiarów nie może być mniejsza niż 20. Wymagana równość poprzeczna jest określana przez wartości odchyień równości, które nie mogą być przekroczone w liczbie pomiarów stanowiących 90 % i 100 % albo 95% i 100% liczby wszystkich pomiarów na badanym odcinku. Poprzez odchylenie równości należy rozumieć największą odległość między łata, a mierzoną powierzchnią w danym profilu. Wielkość prześwitu jest równa najmniejszej liczbie widocznej na klinie podłożonym pod łata.

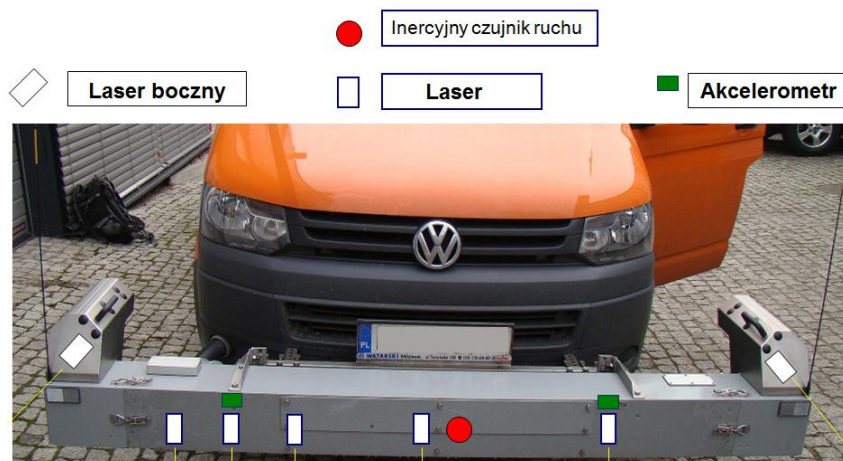
Wykorzystywana metoda jest bardzo dokładna, jednak zbieranie danych jest uciążliwe i pracochłonne. Laborant w trakcie badań pracuje w pozycji wymuszonej, musi często się schylać, a sam pomiar dla dłuższych odcinków (kilku bądź kilkunastu kilometrów) jest bardzo czasochłonny, szczególnie, iż pomiar należy wykonywać w odstępach nie większych niż 5 m.

3. Profilograf laserowy

Zgodnie z [10] równość nawierzchni jezdni jest oceniana w dwóch prostopadłych kierunkach. Przedstawione do tej pory urządzenia oraz procedury badawcze umożliwiają pomiar równości tylko w jednym kierunku. Do niedawna nie istniało urządzenie pozwalające na pomiar obu równości przy jednokrotnym przejeździe. W chwili obecnej taką możliwość daje profilograf laserowy.

Profilograf laserowy typu RSP (Road Surface Profiler) jest urządzeniem zainstalowanym przed przednim zderzakiem pojazdu pomiarowego. W skład urządzenia wchodzi: 2 akcelerometry, inercyjny czujnik ruchu, dystansomierz zamontowany na kole, a także do 21 laserów do pomiaru: wskaźnika IRI, równości podłużnej, równości poprzecznej. Dodatkowo laser umieszczony nad prawym śladem koła, dzięki zwiększonej dokładności pomiaru, a także zmniejszonej średnicy promienia lasera, umożliwia pomiar makrotekstury. Samochód wyposażony jest w system montażowy, zawierający odpowiedni zestaw elektroniki (w tym komputer PC) do rejestracji sygnału z czujników (tj. zestaw sprzętowy/programowy do automatycznej rejestracji oraz wstępnego przetwarzania danych w terenie). W celu zainstalowania profilografu na pojeździe konieczne jest wzmocnienie instalacji elektrycznej. Po zebraniu wyników pomiaru dodatkowe oprogramowanie umożliwia: zapis danych w formacie bazy danych (pliki kompatybilne z MS

OFFICE, bądź zapisane w formacie .txt); porównywanie wyników rok po roku; nakładanie danych na mapy z Google Earth; widok obrazów z opcjonalnej kamery. Na rys. 4 przedstawiono schemat urządzenia pomiarowego.

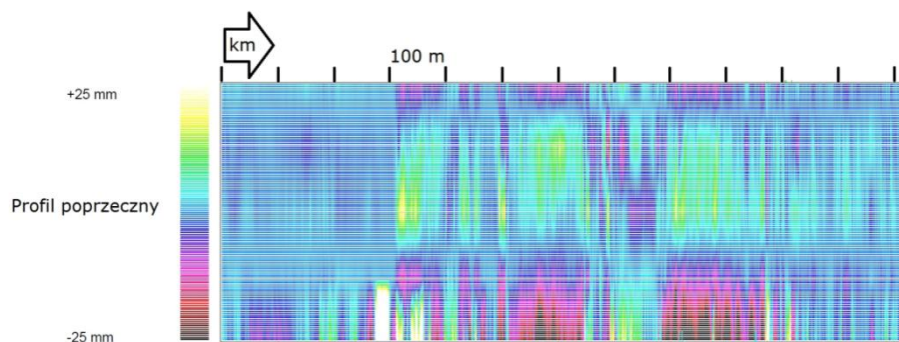


Rys. 4. Schemat profilografu laserowego

W czasie pomiaru każdy z czujników laserowych dokonuje próbkowania profili nawierzchni jezdni co około 5 mm, uśrednione rzędne tych profili w określonym interwale (np. co 10 cm) są na bieżąco zapisywane w zbiorze pomiarowym. Zebrane dane mogą posłużyć do otrzymania szerokiego spektrum wyników: od pomiaru komfortu jazdy (wskaźnik IRI) do bardzo dokładnych pomiarów profili poprzecznych i wzdłużnych oraz informacji geometrycznych, takich jak pochylenie wzdłużne i poprzeczne oraz promień krzywizny. Sprzęt może być obsługiwany przez jedną osobę, która jednocześnie jest kierowcą samochodu. Pobranie danych zazwyczaj odbywa się przy prędkości 50 km/h, ale także bez istotnego wpływu na wyniki pomiaru, prędkość może zmieniać się od 20 km/h do 110 km/h dostosowując się do panujących warunków ruchu. Do zbierania i zapisywania wszystkich zmierzonych danych profilograf wykorzystuje komputer pokładowy oraz notebook. Program połowy pracujący w środowisku Windows umożliwia przeprowadzenie kalibracji czujników laserowych przed badaniem, a także sterowanie samym badaniem. Program podczas uruchamiania przekazuje wszystkie potrzebne ustawienia do jednostki sterującej, natomiast wszystkie przetworzone dane z pomiaru są przekazywane do komputera, wyświetlane na ekranie i następnie zapisywane na dysku twardym.

Metoda badawcza polega na pomiarze profilu wzdłużnego przy wykorzystaniu akcelerometrów monitorujących pionowy ruch kabiny samochodu oraz lasera mierzącego odległość pomiędzy samochodem a nawierzchnią. Profil wynikowy jest otrzymywany po zsumowaniu ruchu pionowego karoserii samochodu oraz odległości pomiędzy samochodem a nawierzchnią. Wykorzystując minimalnie trzy lasery może być określona wartość koleinowania. Dwa lasery

mierzą powierzchnię w śladzie koła, trzeci natomiast w środku pasa. Przy tej konfiguracji koleiny obliczane są jako różnica odległości między samochodem a środkiem pasa i odległości pomiędzy samochodem a śladami kół. Przy wykorzystaniu minimalnie pięciu laserów możliwe jest obliczenie nachylenia poprzecznego oraz wartości kolein dla dwóch śladów kół. Dzięki współpracującemu oprogramowaniu możliwe jest przetworzenie zapisu cyfrowego w obraz przekroju poprzecznego nawierzchni. Przykładowy obraz przekroju poprzecznego zarejestrowanego w trakcie przejazdu prawym pasem ulicami Marii Skłodowskiej-Curie i Zygmunta Wróblewskiego we Wrocławiu przedstawia rys. 5.



Rys. 5. Obraz przekroju poprzecznego fragmentu ulic Marii Skłodowskiej-Curie i Zygmunta Wróblewskiego we Wrocławiu

Prezentowany na rys. 5 obraz przekroju poprzecznego został zarejestrowany w trakcie przejazdu prawym pasem ulicami M. Skłodowskiej-Curie i Zygmunta Wróblewskiego od tzw. Ronda Reagana w stronę dzielnicy Biskupin we Wrocławiu. Pierwsze około 300 m stanowił przejazd po nawierzchni asfaltowej wykonanej w trakcie przebudowy w 2007 roku, cechującej się zadawalającym poziomem równości poprzecznej. Następne 400 m odzwierciedla przejazd po nawierzchni z kostki brukowej, kostka ta w wyniku upływu lat od momentu jej ułożenia w wielu miejscach była zapadnięta, płaszczyzna poprzeczna cechuje się licznymi załamaniami, co bardzo dobrze odzwierciedlają przedstawiane wyniki badań. Następne 100 m stanowi przejazd po nawierzchni z asfaltu twardolanego mostu Zwierzynieckiego, na tym fragmencie występują nierówności, przy czym nie przyjmują one znacznych wartości. Kolejne około 300 m jest obrazem zapadnięcia się prawej części pasa, mające miejsce od Mostu Zwierzynieckiego do skrzyżowania z ulicą Wystawową. Ostatnie około 250 m stanowił przejazd po stosunkowo równej nawierzchni asfaltowej ulicy Zygmunta Wróblewskiego. Badania równości poprzecznej, których wyniki są prezentowane zostały wykonane przed przebudową ulicy M. Skłodowskiej-Curie od ul. C.K. Norwida do mostu Zwierzynieckiego.

Laser umieszczony nad prawym śladem koła, wykorzystujący mniejszy rozmiar promienia

lasera oraz wyższą częstotliwość próbkowania służy do pomiaru tekstury nawierzchni. Makrotekstura przedstawiana jest zgodnie z ustalonym standardem 'Mean Profile Depth' (MPD) [11], [12] oraz Root Mean Square (RMS) [13]. Obie te wartości statystyczne są obliczane bez żadnych przerw i mogą być prezentowane nawet co 100 mm.

Przedstawiony profilograf pozwala na wielotorowy pomiar równości podłużnej, dostarczając pełniejszej informacji o zmianach równości podłużnej nawierzchni na szerokości pasa ruchu. Ponadto daje możliwość bardzo dokładnej analizy przekrojów poprzecznych. Opisany profilograf spełnia wymagania programu DSN (współczesnego systemu zarządzania nawierzchnią), co więcej jest narzędziem jednej z wymaganych technik pomiarowych [14].

Określenie stanu eksploatacyjnego nawierzchni, poprzez ocenę jej równości jest konieczne dla obiektywnego i ekonomicznego planowania robót utrzymaniowych rozumianych zarówno jako zabiegi inwestycyjne, jak i bieżące naprawy. Należy przy tym pamiętać, iż gromadzenie niezbędnych danych winno być szybkie, kompletne oraz ekonomiczne. Przedstawione w pierwszej części referatu urządzenia umożliwiają pomiar równości tylko i wyłącznie w jednym kierunku. W przypadku zarządców dróg istotne jest, aby badania obejmowały zdecydowaną większość (o ile nie 100%) całej administrowanej sieci drogowej, a przy tym zawierały kompletny obraz stanu nawierzchni. Reasumując, przedstawiony w artykule profilograf laserowy przy jednokrotnym przejeździe w znaczny sposób usprawnia badania pomiarowe, a także w dokładny sposób odwzorowuje równość podłużną i poprzeczną nawierzchni, stając się niezwykle przydatnym narzędziem dla współczesnych zarządców dróg.

Literatura

- [1] Celko J., Decky M., Kovac M., "An analysis of vehicle-road surface interaction for classification of IRI in the frame of Slovak PMS", Maintenance and Reliability nr 1/2009.
- [2] Rolla S.: „Badania materiałów i nawierzchni drogowych”, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1985.
- [3] Szydło A.: „Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego : teoria, wymiarowanie, realizacja”, Polski Cement, Kraków 2004.
- [4] Badanie równości podłużnej oraz poprzecznej warstw nawierzchni drogowych, Ogólne Specyfikacje Techniczne, GDDKiA, Warszawa 2013.
- [5] BN-68/8931-04 Drogi samochodowe - Pomiar równości nawierzchni planografem i łątą.
- [6] 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. z dnia 14 maja 1999 r.

- [7] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. Warszawa, WKŁ, 2010.
- [8] http://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/p/podsystemy-pomiarowe_6791/images/m.5.jpg.
- [9] PN-EN 13036-7:2004E, Drogi samochodowe i lotniskowe – Metody badań – Część 7: Pomiar nierówność nawierzchni: badanie liniałem mierniczym.
- [10] System Oceny Stanu Nawierzchni „SOSN”, Wytyczne stosowania, Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Biuro Studiów Sieci Drogowej, Warszawa 2002.
- [11] ASTM E1845-01 “Standard Practice for Calculating Pavement Macrotexture Mean Profile Depth”.
- [12] ISO/CD 13473-1 “Characterisation of Pavement Texture Utilizing Surface Profiles”.
- [13] Kevin K. McGhee, P.E., Gerardo W. Flintsch, Ph.D., P.E., “High-Speed Texture Measurement Of Pavements” Virginia Polytechnic Institute & State University, Virginia Transportation Research Council, February 2003.
- [14] Diagnostyka Stanu Nawierzchni – DSN, Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Warszawa, 15 czerwca 2012.

INNOVATIVE TOOLS AND METHODS OF ROAD PAVEMENT’S EVENNESS RESEARCH

Summary

The article presents the research apparatus and method of measuring of pavement evenness. In the paragraph devoted to longitudinal equality the idea of planograph was discussed and the definition of the indicator IRI was presented. Then, the basic method for measuring the transverse equality was described. The main part of the article is the description of the laser profilograph as ideal device for simultaneous measurement of longitudinal and transverse equality.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Antoni Szydło, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Publikacja współfinansowana ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego

konstrukcje zespolone, strefa zakotwienia, badania niszczące

Piotr KOZIOŁ¹

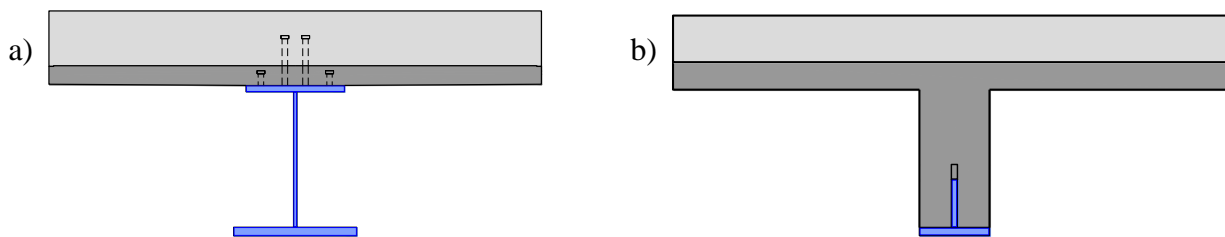
WSTĘP DO BADAŃ STREFY ZAKOTWIENIA KSZTAŁTOWNIKA STALOWEGO W BETONIE

W artykule przedstawiono zarys przeprowadzania badań strefy zakotwienia elementu stalowego w betonie na podstawie prac przygotowawczych do przeprowadzenia prób niszczących na elementach belkowych. Zaprezentowano założenia i cele przeprowadzania badań. Opisano przewidywane warunki brzegowe w odniesieniu do geometrii i materiału belek oraz schemat i przebieg badania. Przedstawiono planowane etapy obciążania belek oraz analizę problemu pęknięć zmęczeniowych w strefie przejściowej. Zagadnienia zaprezentowano na tle zrealizowanych projektów i przeprowadzonych analiz.

1. Wprowadzenie

Ze względu na ogromny nacisk na aspekt ekonomiczny nowoprojektowanych obiektów budowlanych, poszukiwane są coraz to nowsze rozwiązania konstrukcyjne, umożliwiające m.in. skrócenie czasu wznoszenia i zmniejszenie pracochłonności wykonania konstrukcji oraz wzrost efektywności wykorzystania jej nośności. Osiągnięcie tych celów możliwe jest dzięki zmniejszeniu zużycia materiałów, efektywnej optymalizacji zarówno na etapie kształtowania przekroju poprzecznego jak i podłużnego oraz uwzględnienia odpowiedniej technologii produkcji. W odniesieniu do konstrukcji mostowych, chęć sprostania wymaganiom rynku zaowocowała w ostatnich latach opracowaniem systemu budowy mostów VFT-WIB® [1], który był już niejednokrotnie stosowanym w szczególności w mostach małych i średnich rozpiętości. Technologia ta opiera się na przenoszeniu ścinania podłużnego pomiędzy stalą a betonem za pomocą połączenia „composite dowels” (rys. 1 b). Uzyskuje się je poprzez podłużne rozcięcie środników dwuteowników gorącocalcowanych z zastosowaniem specjalnej linii cięcia, w wyniku którego otrzymujemy stalowe „zęby”. Tak ukształtowane połączenie charakteryzuje się dużą nośnością i pozwala na pełną automatyzację produkcji.

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.



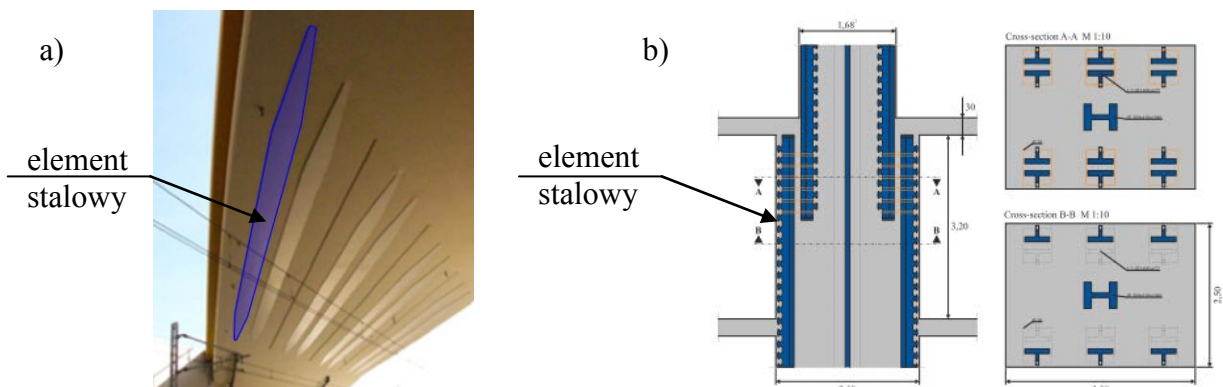
Rys. 1. Przekroje poprzeczne dźwigara zespolonego: a) klasyczny dźwigar (VFT) z łącznikami sworzniowymi, b) dźwigar VFT-WIB z zastosowaniem zbrojenia zewnętrznego [1]

Opracowano więc kształt przekroju poprzecznego, dopracowany zarówno pod względem wytrzymałościowym jak i technologicznym. Obecnie trwają prace nad sposobem optymalizacji podłużnej opracowanego systemu [2] (m.in. w Uniwersytecie w Monachium *TUM* oraz Uniwersytecie w Aachen *RWTH*). Efektem optymalizacji podłużnej będzie zróżnicowanie nośności na długości dźwigara, tak aby uzyskać jeszcze lepsze wpisanie obwiednią nośności w rozkład sił wewnętrznych. Jednakże, aby było to możliwe konieczne jest rozwiązanie zagadnienia strefy zakotwienia stali kształtowej w elemencie betonowym.

2. Strefa zakotwienia kształtownika stalowego w betonie

Strefa zakotwienia kształtownika stalowego w betonie, inaczej zwana strefą przejściową, to miejsce na długości dźwigara, w którym element stalowy kończy się, przekrój przestaje być zespolonym, a zaczyna być żelbetowym [3]. Strefa ta znajduje się w m. in. specjalnie ukształtowanych prefabrykowanych belkach zespolonych przeznaczonych do budowy przęseł obiektów mostowych, gdy stalowy element konstrukcji zespolonej znajduje się jedynie w obszarze przęsłowym. W miejscach zerowych momentów zginających jest on wyłączany i w części podporowej występuje jedynie przekrój betonowy. Przykładem takiego rozwiązania może być ramowa konstrukcja wiaduktu drogowego (rys. 2a), w której stalowe kształtowniki prefabrykowanych belek zespolonych znajdują się w strefie dodatnich momentów zginających, a ich rozmieszczenie odpowiada klasycznym zasadom rozmieszczenia zbrojenia wiotkiego w konstrukcjach betonowych.

W praktyce zagadnienie strefy zakotwienia ma również zastosowanie w słupach wysokościowych biurowców. Silnie obciążone trzony, ze względów wytrzymałościowych, wymagają kształtowania podłużnego poprzez zmianę przekroju poprzecznego na wysokości słupa (rys. 2b). Dodatkowo, ze względu na znaczną wysokość, konieczne jest łączenie poszczególnych elementów wysyłkowych, a nierozwiązanym zagadnieniem jest wymagana długość zakotwienia części stalowych (zakładu „zbrojenia”).



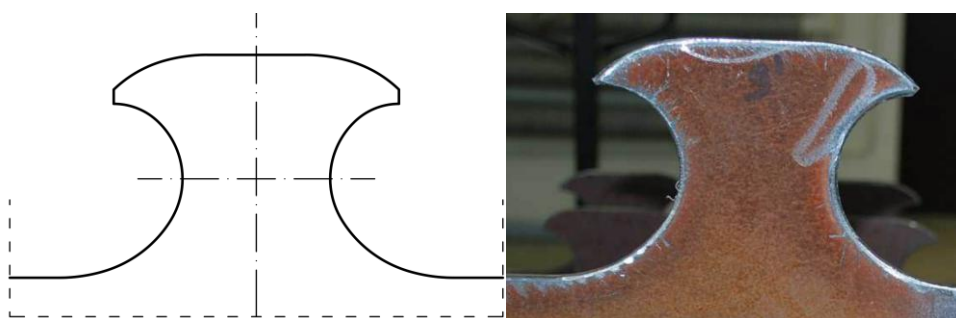
Rys. 2. Przykłady zastosowań rozwiązania strefy zakotwień a) wiadukt WD4 na odcinku Stryszek – Białe błota, b) możliwe aplikacje w budynkach wysokościowych

Prezentowane przykłady zastosowań łączy problem skutecznego i bezpiecznego przekazania siły rozciągającej oraz wykonstruowania połączenia o odpowiedniej nośności granicznej i zmęczeniowej przy możliwie małym nakładzie prac spawalniczych.

3. Założenia i plan przeprowadzania badań

Punktem wyjścia do badań jest wykorzystanie w konstrukcji zespolonej pojedynczego teownika, powstałego poprzez rozcięcie profilu walcowanego ze stali wysokiej wytrzymałości za pomocą jednej, nieprzerwanej linii cięcia MCL [4]. Wykorzystanie przepołowionych profili walcowanych jest rozwiązaniem ekonomicznym, nie wymagającym spawania. Ukształtowana w ten sposób górna część środnika kształtuje ciągle łączniki otwarte, które powstają podczas wytwarzania belki w odniesieniu do części stalowej i są fragmentem elementu betonowego w odniesieniu do zbrojonej, betonowej części połączenia ścinanego.

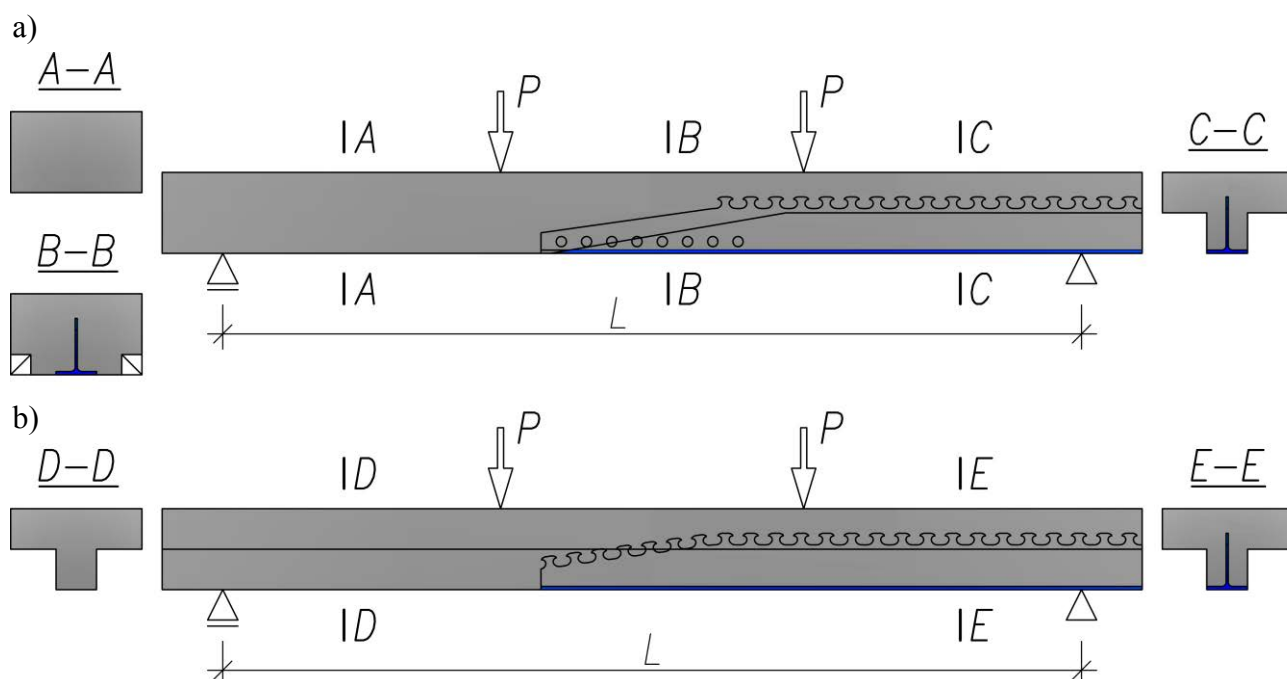
Zakłada się, że zarówno kształt łącznika MCL (rys 3.), technologia wykonania elementów, a także rozpoznane mechanizmy zniszczenia części betonowej i stalowej zespolenia, jednakże w odniesieniu do klasycznie stosowanych rozwiązań (konstrukcja zespolona na całej długości belki), stanowią dostępny i rozpoznany zasób wiedzy [5, 6, 7].



Rys. 3. Łącznik ciągły MCL [4]

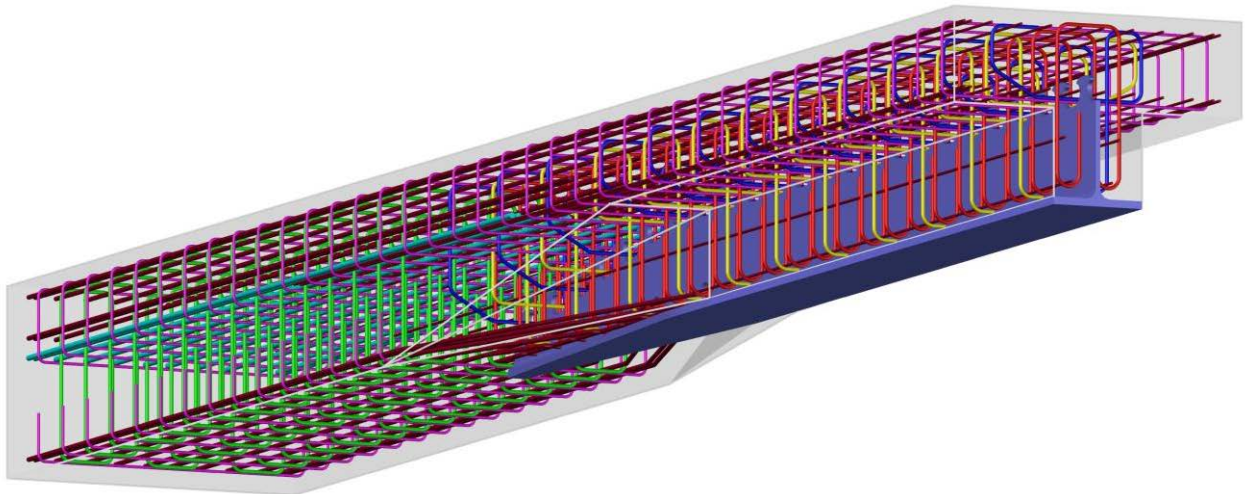
Celem badań jest więc określenie mechanizmu przenoszenia sił w strefie zakotwienia elementu stalowego, wyposażonego w łączniki ścinane typu „composite dowels”, w elemencie betonowym. Konieczna jest również weryfikacja poczynionych teoretycznych założeń oraz rozpoznanie innych zjawisk, których na tym etapie prac nie przewidziano.

Planowane badania opierać się będą na badaniach elementów belkowych, swobodnie podpartych poddanych czteropunktowej próbie zginania (rys 4). Przekrój poprzeczny belki będzie zmienny na długości, tak że na jednej z podpór przekrój jest betonowy a na drugiej zespolony. Na długości strefy przejściowej, pomiędzy siłami skupionymi, uzyskuje się stałą wartość momentu zginającego oraz brak sił tnących (łączniki nie przenoszą tam ścinania podłużnego). Wstępne warunki brzegowe elementów (geometria, materiały) oraz procedury badawcze ustalono poprzez analogię do badań łączników ścinanych [8], a także wcześniejsze doświadczenia z badań opisanych w [1, 4, 5]. Przewiduje się, że belka teowa składać się będzie z płyty żelbetowej o wymiarach 650 x 200 mm oraz środnika żelbetowego o wymiarach 200 x 200 mm, w który wpuszczona jest belka stalowa o wysokości 279 mm wycięta z kształtownika walcowanego IPE 500. Przedstawione wymiary przekroju zapewniają możliwie mały wpływ efektu stali, położenie osi obojętnej przekroju zespolonego w górnej części łączników oraz eliminują zagadnienie szerokości efektywnej w konstrukcjach zespolonych. Jako materiał przewiduje się stal S355J2 i beton C50/60.



Rys. 4. Schemat badania strefy zakotwienia z przykładowymi wariantami ukształtowania podłużnego belki i elementu stalowego (pręty zbrojeniowe pominięto dla zachowania czytelności schematu)

Podczas badań potwierdzona zostanie w stosunku do wymaganych sił projektowych nośność na zginanie tej strefy. Ewentualna modyfikacja przyłożenia obciążenia – zmiana na próbę trzypunktowego zginania pozwoli na określenie nośności na ścinanie strefy przejściowej. W badaniach każda belka wstępnie poddana będzie obciążeniu doprowadzonym do wartości około 40% spodziewanego obciążenia niszczącego (etap I obciążania). W dalszej części badań próbka będzie poddana 25 cyklom obciążeń z przedziału 5 – 40 % spodziewanego obciążenia niszczącego (etap II obciążania). Ostatecznie belka zostanie obciążona aż do zniszczenia i zgodnie z [8] określona zostanie maksymalna nośność projektowa analogicznie do próby bezpośredniego ścinania (etap III obciążania).



Rys. 5. Model przestrzenny układu zbrojenia i elementu stalowego odpowiedni dla schematu wg rysunku 4a

4. Analiza problemu pęknięć zmęczeniowych strefy zakotwienia

Planowane jest przeprowadzenie również badań zmęczeniowych, które pozwolą na rozpoznanie pracy strefy przejściowej pod obciążeniem cyklicznym oraz rozpoznanie możliwych, zmęczeniowych mechanizmów jej zniszczenia. Próby te będą polegały na obciążaniu belki przez 2 mln cykli w próbie czteropunktowego zginania. Obserwacje ewentualnych rys elementów stalowych prowadzone będą przez kanały obserwacyjne, czyli przez zabetonowane tuleje znajdujące się w najbliższym sąsiedztwie karbów geometrycznych. Dodatkowo przewiduje się obserwacje propagacji rys kamerą termowizyjną. Pozwoli to określić szybkości propagowania rys, a więc określić średnią prędkość propagacji.

Badania zmęczeniowe podyktowane są problemem koncentracji naprężeń przed łącznikiem od strony działania siły. Ma to miejsce gdy siła rozciągająca przekazywana jest z elementu stalowego na element betonowy za pośrednictwem pojedynczego łącznika ścinanego. Zagadnienie

to dobrze ilustruje tzw. próba NPOT [4]. Jej podstawowym składnikiem jest rozciągana blacha stalowa z łącznikiem ścinanym. Służy on przekazaniu siły z rozciąganej blachy na beton. Na podstawie analizy wyników badań próby NPOT, udowodniono to co wcześniej wychodziło z analiz MES, że podstawa łącznika jest miejscem koncentracji naprężeń i inicjowania pęknięć zmęczeniowych [3]. Podkreśla się, że problem koncentracji naprężeń występuje niezależnie od kształtu łącznika. Jednakże odpowiednio dobrany kształt łącznika (a tym samym geometria karbu) powoduje mniejsze bądź większe wartości maksymalnych naprężeń głównych oraz wpływa na zmienność stanu naprężeń w obszarze karbu, co jest przyczyną powstawania pęknięć zmęczeniowych podczas obciążeń cyklicznych. Jeżeli pęknięcie zmęczeniowe już powstanie, to może szybko propagować i doprowadzić w rozciągany element do jego całkowitego i nagłego zniszczenia. Zwraca się uwagę na fakt, że spawanie dodatkowych elementów konstrukcyjnych „celem wzmocnienia” zamiast poprawić może znacznie pogorszyć sytuację.

Pęknięcia zaobserwowane w próbie NPOT występują w miejscach, w których chcemy przekazać siłę pomiędzy stalowymi częściami za pośrednictwem ścinania (odnosząc się tu do kierunku działania siły). W przypadku narastającego obciążenia monotonicznego, mechanizm zniszczenia najprawdopodobniej polegałby na uplastycznieniu materiału pomiędzy stalowymi elementami pod wpływem ścinania, tak jak w klasycznej próbie POST.

Dodatkowo w przypadku, gdy występuje wiele łączników pojawia się problem rozdziału całkowitej siły rozciągającej działającej na element stalowy na poszczególne łączniki ścinane [3]. Gdy łączniki są spawane bezpośrednio do blachy rozciąganej decydującym o nośności całego połączenia pod obciążeniem cyklicznym staje się pierwszy łącznik od strony działania siły rozciągającej na element stalowy. Nawet przy założeniu równomiernego rozdziału sił na wszystkie łączniki w połączeniu (tak jak w stanie granicznym nośności), to właśnie w miejscu jego zamocowania występują największe naprężenia rozciągające w elemencie stalowym, do którego jest on przyspawany (lub którego jest częścią w przypadku wycinania łączników). Następuje wówczas koncentracja naprężeń u podstawy łącznika będąca efektem sumowania się naprężeń od ścinania łącznika oraz od rozciągania przekroju całego elementu stalowego.

Można więc podsumować, iż wartość naprężeń głównych u podstawy łącznika jest miarą odporności połączenia na pęknięcie zmęczeniowe. Im większa jest siła w pierwszym łączniku, tym mniejsza jest nośność połączenia ze względu na zmęczenie. Na nośność graniczną strefy zakotwienia, obok nośności łączników będą miały również wpływ wielkość i rozstaw otworów przez które planuje się przepuszczać pętle z prętów zbrojeniowych.

5. Podsumowanie

Rozwiązanie zagadnienia strefy zakotwienia podyktowane jest potrzebą praktyczną, jednak sam problem jest problemem naukowym. Rozpatrując na tym etapie problem opisanego zjawiska zachodzącego w strefie zakotwienia oraz stworzenia jej modelu mechanicznego obrazującego przenoszenie sił, widoczne jest, że jedynym skutecznym narzędziem będą badania eksperymentalne rozbudowane o analizy metodą elementów skończonych. Badania te są więc punktem wyjścia do prowadzenia analiz parametrycznych wielu przypadków zbrojenia oraz geometrii belki. Umożliwią lepsze zrozumienie zasady pracy konstrukcji oraz właściwy opis zachodzących zjawisk. Próby niszczące pozwolą na walidację i kalibrację skomplikowanych modeli numerycznych. Wymagają więc wysokiej dokładności oraz zastosowania dużej liczby tensometrów elektroopowych pozwalających skutecznie mierzyć stan odkształceń w elemencie stalowym, a także czujników indukcyjnych służących do mierzenia poślizgów i przemieszczeń.

Literatura

- [1] Preco+: Prefabrykowane trwałe belki zespolone z innowacyjnym połączeniem ścinanym. Wytyczne do projektowania. Wrocław, DWE, 2012, Projekt badawczy: RFS2-CT-2011-00026.
- [2] Guaqing L. et al.: The influence of the pull-out effect on the load-bearing behaviour of external reinforcement elements, *10th Japanese German Bridge Symposium*, Monachium, 2014.
- [3] Kozioł P., Lorenc W.: Konstruowanie strefy zakotwienia kształtownika stalowego w betonie. *Materiały budowlane*. 5/2014, s. 79-81.
- [4] Most w 3 miesiące (M3M), Projekt badawczy: KB/117/14030/IT1-B/U/08.
- [5] Lorenc W., Nośność ciągłych łączników otwartych w zespolonych konstrukcjach stalowo-betonowych, Oficyna Wydawnicza PWR, Wrocław, 2010.
- [6] Kozuch M.: Nośność stalowych łączników otwartych typu MCL w belkach zespolonych stalowo – betonowych, rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska.
- [7] Rowiński S.: Wytrzymałość zmęczeniowa łącznika stalowego w innowacyjnym zespoleniu belki stalowo-betonowej, rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska.
- [8] PN-EN 1994-1-1:2008: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

INTRODUCTION TO DESTRUCTIVE TESTING OF ANCHORAGE ZONE FOR STEEL SECTION CONNECTED TO CONCRETE

Summary

The testing of anchorage zone for steel section connected to concrete on the basis of preparatory work to carry out destructive tests on beams element were outlined in the following article. Predicted boundary conditions were described with reference to geometry and material of specimens, scheme and the test setup. In the further sections, the loading procedures and analysis of fatigue cracks in the transition zone are discussed in detail. This issue is presented in relation to the studies conducted so far and the analysis of their results.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Wojciech Lorenc, prof. PWr, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska

Zadanie współfinansowane ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



spawalność, złącza spawane, system wskaźników spawalności

Piotr KOZIOŁ¹
Piotr ORGANEK¹

OCENA SPAWALNOŚCI STALI W KONSTRUKCJACH BUDOWLANYCH

W stalowych konstrukcjach budowlanych, w których elementy łączone są metodą spawania, kluczową rolę, obok głównych właściwości mechanicznych stali, odgrywa jej spawalność. Wykonywanie złączy spawanych, w elementach o niedostatecznej spawalności, powoduje ryzyko wystąpienia różnego rodzaju pęknięć i w konsekwencji ich zniszczenie. W artykule przedstawiono zespół czynników decydujących o przydatności danego materiału do wykonania określonej konstrukcji spawanej oraz wpływ poszczególnych pierwiastków stopowych na spawalność metalurgiczną. Ponadto omówiono zagadnienia związane z określaniem spawalności stali konstrukcyjnych w ujęciu analitycznym i empirycznym, a także uwagi ogóle dotyczące prawidłowej oceny spawalności stali.

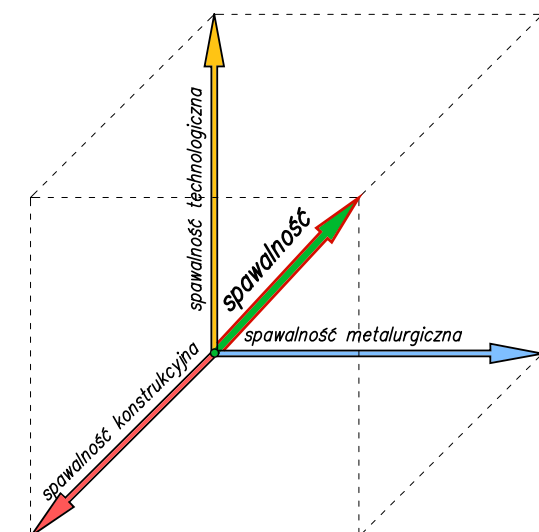
1. Wprowadzenie

W obecnych czasach stal jest jednym z najczęściej stosowanych materiałów na konstrukcje budowlane. Dobierając odpowiedni gatunek stali, należy wziąć pod uwagę podstawowe właściwości mechaniczne oraz technologiczne tego materiału. Jeżeli przewiduje się zastosowanie w projektowanej konstrukcji złączy spawanych, ważną rolę odgrywa spawalność.

Spawalność to pojęcie trudne do jednoznacznego zdefiniowania, ponieważ zależy od zespołu czynników, których to wypadkowa decyduje o przydatności materiału do zastosowania w konstrukcji spawanej. Czynniki te można podzielić na trzy główne grupy wyróżniając: spawalność metalurgiczną, technologiczną i konstrukcyjną. W grupie czynników spawalności metalurgicznej znajdują się m.in.: skład chemiczny, stopień zanieczyszczenia wtrąceniami niemetalicznymi oraz struktura wynikająca z obróbki plastycznej lub cieplnej. Na spawalność technologiczną mają wpływ takie czynniki jak metoda i prędkość spawania oraz energia źródła ciepła. Do grupy czynników mających wpływ na spawalność konstrukcyjną należą sztywność konstrukcji, grubość elementów, rozmieszczenie i grubość spoin powodujących lokalne koncentracje naprężeń. Graficzną interpretacją spawalności jest więc wektor będący wypadkową trzech ww. składowych grup spawalności (rys. 1). Definiując w ogólnym rozumieniu pojęcie spawalności można określić jako zdolność stali do tworzenia w określonych warunkach połączeń

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

spawanych o właściwościach zbliżonych do właściwości materiału rodzimego [1].



Rys. 1. Graficzna interpretacja spawalności [2]

2. Wpływ składników stopowych na spawalność stali

Właściwości stali wiążą się głównie z jej składem chemicznym i obróbką cieplną, przy czym wpływ poszczególnych składników stopowych zależy nie tylko od rodzaju pierwiastka i jego ilości, lecz także od obecności innych pierwiastków. To właśnie skład chemiczny stali ma w dużej mierze wpływ na jej spawalność (spawalność metalurgiczna).

Największy wpływ na kształtowanie właściwości stali ma węgiel (C). Zwiększa on wytrzymałość na rozciąganie, granicę plastyczności oraz twardość, zmniejszając jednocześnie udarność, przewężenie i wydłużenie stali. Jeżeli jego procentowa zawartość przekracza 0,25% (w stalach niskostopowych powyżej 0,15÷0,20%) zwiększa się skłonność do hartowania oraz twardość strefy wpływu ciepła (SWC)², zwiększa także możliwość powstawania struktur skłonnych do pęknięć i pogarsza spawalność stali.

Mangan (Mn) stosowany w małych ilościach poprawia spawalność stali. W stalach spawalnych wyższej wytrzymałości, jego zawartość nie powinna przekraczać 2,0% (elementy niezbyt dużej grubości) lub do 1,5% (elementy o znacznej grubości). Dopuszczalne zawartości podano dla maksymalnej zawartości węgla 0,15%.

Krzem (Si) do zawartości 0,5% nie wpływa na spawalność. Pogorszenie spawalności następuje przy zawartości krzemu powyżej 0,7-0,8%. Oprócz tego krzem hamuje przebieg przemian fazowych, przez co przy większych zawartościach zwiększa hartowność stali.

² Strefa wpływu ciepła (SWC) – obszar w obrębie połączenia spawanego, obejmujący spoinę oraz część materiału rodzimego, w którym w wyniku cyklu cieplnego powstającego w procesie spawania nastąpiły zmiany strukturalne.

Chrom (Cr) już przy zawartości 0,3-0,4% powoduje znaczne utwardzenie się strefy przejściowej spawanej stali. Przy większej zawartości procentowej chromu w stali wymagane jest podgrzewanie wstępne, a także stosowanie obróbki cieplnej złącza po spawaniu.

Molibden (Mn) przy zawartości powyżej 0,35% oraz Wanad (V) przy zawartości powyżej 0,1%, podobnie jak chrom podnoszą hartowność SWC.

Nikiel (Ni) do zawartości 5,0% oraz miedź (Cu) do 0,5% nie pogarszają spawalności stali. Dodatkowo miedź zwiększa wytrzymałość i granicę plastyczności stali oraz poprawia odporność na działanie korozji atmosferycznej i niektórych rozcieńczonych kwasów.

Aluminium (Al) wprowadzone do stali w małych ilościach zmniejsza skłonność do hartowania się i hamuje rozrost ziaren w SWC, poprawiając w ten sposób spawalność stali. Stale o zawartości aluminium ponad 1,0% są trudno spawalne.

Wanad (V), niob (Nb), tytan (Ti) tworzą z węglem i azotem trwałe węgliki, azotki lub węglikoazotki. Nawet nieduży dodatek tych pierwiastków do stali przyczynia się do otrzymania struktury drobnoziarnistej w SWC. Pierwiastki te powodują zwiększenie udarności w SWC oraz poprawiają spawalność (hamują rozrost ziaren austenitu i znacznie zewężają szerokość obszaru gruboziarnistego).

Wolfram (W) pogarsza spawalność, podnosząc znacznie twardość SWC, szczególnie przy zwiększonej zawartości węgla. W stalach austenitycznych zawierających niewielką ilość węgla (<0,15%) dodatek wolframu sięgający około 3% nie pogarsza spawalności.

Fosfor (P) w ilościach spotykanych w stalach konstrukcyjnych (do 0,05%) nie zwiększa hartowności strefy przejściowej spawanego złącza. Powyżej 0,05% wywołuje gruboziarnistość i znacznie zwiększa jej kruchość. Fosfor wykazuje znaczną skłonność do segregacji, przez co w obszarach o zwiększonej koncentracji (w środku grubości blachy) może powodować powstawanie pęknięć gorących lub zimnych.

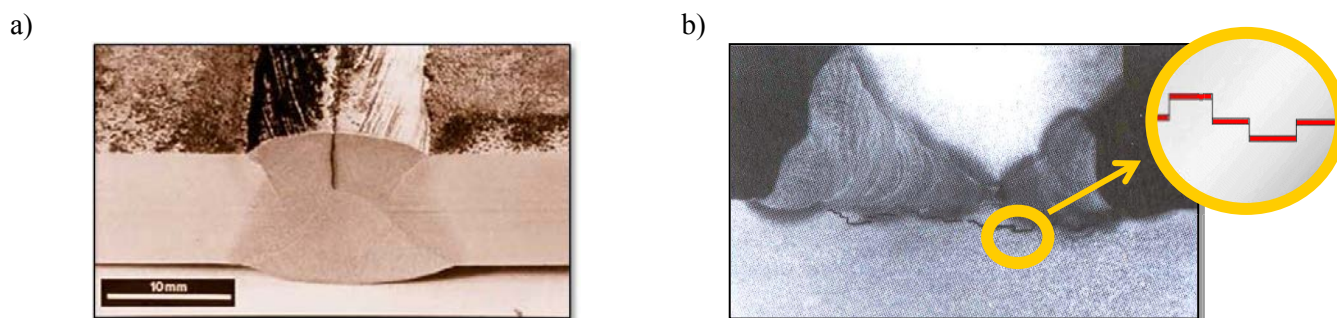
Siarka (S) podobnie jak fosfor wykazuje dużą skłonność do segregacji i w związku z tym pogarsza spawalność stali.

Na podstawie znajomości składu chemicznego stali można wstępnie w sposób przybliżony określić jej właściwości spawalnicze w oparciu o obliczeniowe wskaźniki spawalności [2].

3. Sposoby oceny spawalności stali

Przyjęcie na materiał konstrukcyjny stali o niedostatecznej spawalności skutkuje pęknięciami w złączach spawanych. Pęknięcia te mogą powstać w czasie procesu spawania i w niedługim czasie po jego wykonaniu (przed przyłożeniem obciążeń eksploatacyjnych), mówi się wtedy o pęknięciach

technologicznych. Jeżeli dodatkowo przyczyną pęknięć jest kruchość materiału to wyróżnia się pęknięcia technologiczne gorące (rys 2a) i zimne, a jeżeli przyczyną są odkształcenia wynikające z procesu krzepnięcia i stygnięcia spoin (zjawiska skurczu) – pęknięcia technologiczne lamelarne (rys. 2b) i wyżarzeniowe. Pęknięcia, które występują po dłuższym okresie czasu, gdy konstrukcja jest już poddana obciążeniem eksploatacyjnym to pęknięcia eksploatacyjne kruche lub zmęczeniowe. Wszystkie wady spawania, a w szczególności pęknięcia powstające w spoinach lub złączach spawanych, są zjawiskiem niepożądanym w wykonywanej konstrukcji, ponieważ w znaczący sposób obniżają jej nośność, co dodatkowo jest potęgowane przy obciążeniach cyklicznych. Mogą więc prowadzić do awarii połączeń spawanych i w efekcie zniszczenia całej konstrukcji. Dlatego ważne jest aby ograniczyć możliwość ich powstania poprzez prawidłowy dobór technologii spawania, rodzaju złącza oraz gatunku stali.



Rys. 2. Przykłady pęknięć złączy spawanych: a) pęknięcie gorące w osi spoiny, b) makrostruktura połączenia spawanego z widocznym pęknięciem lamelarnym [2]

Znane są różne rodzaje technologicznych i eksperymentalnych prób jakościowych umożliwiających ocenę skłonności stali do pęknięcia, jako objawu niedostatecznej spawalności [1÷3]. Wyróżnia się badania eksperymentalne rzeczywistych połączeń spawanych, badania symulacyjne, badania dylatometryczne, a także testy spawalności. Badania eksperymentalne umożliwiają odzwierciedlenie warunków panujących w połączeniach spawanych, jednakże większość z nich jedynie w sposób przybliżony odtwarza warunki rzeczywiste i zmusza do prowadzenia badań na modelowych połączeniach spawanych. Wymagają one odpowiedniego wyposażenia badawczego, dużej prędkości, co w połączeniu z niewielkimi wymiarami próbek sprawia, że stają się trudne i kłopotliwe do przeprowadzania. Dlatego też koniecznym było opracowanie systemu oceny wrażliwości na spawanie, umożliwiającego opis zachowania materiału podczas spawania i wstępną ocenę spawalności.

Zaproponowano system wskaźników spawalności stali [2], w którym wyróżnia się trzy grupy wskaźników. Jedną z grup obejmuje wskaźniki wyliczane na podstawie składu chemicznego,

a pozostałe dwie grupy obejmują wskaźniki wyznaczane doświadczalnie. W skład grupy drugiej wchodzi wskaźniki określające skłonności do powstawania pęknięć. Grupa trzecia zawiera wskaźniki właściwości SWC takie jak kruchość w wyniku zachodzących przemian i starzenia.

Należy podkreślić, że prawidłowej ocenie skłonności stali do pęknięcia, służą technologiczne i eksperymentalne próby jakościowe. Wskaźniki spawalności służą jedynie wstępnej przybliżonej ocenie spawalności i mają na celu uniknięcie wykonywania kosztownych prób technologicznych dla stali o niedostatecznej spawalności (wskaźniki pozytywne – przeprowadza się próby technologiczne i ocenia spawalność, wskaźniki negatywne – ocenia się, że stal jest niedostatecznie spawalna i nie przeprowadza się prób technologicznych).

3.1. Empiryczne sposoby oceny spawalności stali

Metody obliczeniowe używane są głównie do określania spawalności stali niestopowych, drobnoziarnistych i niskostopowych. W przypadku m.in. stali średnio i wysokostopowych konieczne jest wykorzystanie eksperymentalnych metod badania spawalności stali. Z punktu widzenia problematyki spawalności wyróżnia się próby badania spawalności metalurgicznej, konstrukcyjnej i technologicznej [2].

Próby spawalności metalurgicznej informują o przemianach fazowych materiału rodzimego pod wpływem cyklu cieplnego spawania. Do nich możemy zaliczyć:

- próby mechaniczne statyczne lub dynamiczne prowadzone na złączach doczołowych (próba rozciągania, ścinania, zginania, udarności, twardości, wytłaczania),
- próby pomiaru twardości pod napoiną (spoiną),
- próby korozji połączeń spawanych,
- próby napawania w warunkach zmieniającej się mocy liniowej łuku.

Próby spawalności konstrukcyjnej określające skłonność do pęknięcia w procesie spawania to odpowiednio dla:

- pęknięcia na gorąco, np. próba Vareststraint (próba zmiennego odkształcenia), próba Blancheta (umożliwiająca badanie skłonności do pęknięć przy spawaniu blach cienkich) lub próba kołowa segmentowa (do badania blach grubych),
- pęknięcia zimnego, np. próby złączy utwierdzonych (próba CTS – próba regulowanej ostrości cieplnej, próba krzyżowa i inne), a także próby z regulowanymi naprężeniami (np. próba kołkowa lub próba TRC z kontrolowaną sztywnością złącza),
- pęknięcia lamelarnego (miarą skłonności do pęknięcia jest wartość przewężenia Z próbki pobranej w kierunku grubości blachy), np. próba Z lub okienkowa,

- pęknięcia wyżarzeniowego, np. próba Tanaki lub typu H.

Technologiczne próby spawalności składają się z prób określających wpływ cyklu cieplnego spawania oraz skłonności do powstawania pęknięć w czasie spawania lub po spawaniu. Wykonywane są one jednocześnie w trakcie prób spawalności metalurgicznej lub konstrukcyjnej.

3.2. Analityczne sposoby oceny spawalności

Oprócz, czasochłonnych i wymagających dużych nakładów oraz dobrze wyposażonego zaplecza badawczego, empirycznych metod oceny spawalności stali, występują także metody analityczne, które umożliwiają opis zachowania się materiału podczas spawania. Powstały one przy wykorzystaniu złożonych modeli, najczęściej wspartych szerokim zakresem badań doświadczalnych opracowanych statystycznie i przedstawionych w postaci systemu wskaźników oceny spawalności. W skład systemu wchodzi wskaźniki oceny skłonności do pęknięcia technologicznego tj. pęknięcia gorącego, zimnego, lamelarnego i wyżarzeniowego [2, 4]. Większość wskaźników opisana jest dwustopniową skalą (skłonna, odporna) lub trójstopniową skalą (skłonna, częściowo odporna, odporna), przez co stanowią mało precyzyjną i szacunkową ocenę teoretyczną spawalności. Mimo to są tanim, chętnie wykorzystywanym i przydatnym narzędziem do oceny spawalności stali, gdyż pozwalają one przewidywać wyniki prób technologicznych i wstępnie dobierać warunki spawania.

Na podstawie procentowego udziału poszczególnych składników stopowych stali możliwe jest określenie równoważnika węgla *CEV*. Obrazuje on intensywność oddziaływania składników stopowych na tworzenie kruchych, utwardzających struktur (martenzyt i bainit) w SWC. Wyznacza się go z zależności (1), opracowanej przez Międzynarodowy Instytut Spawalnictwa:

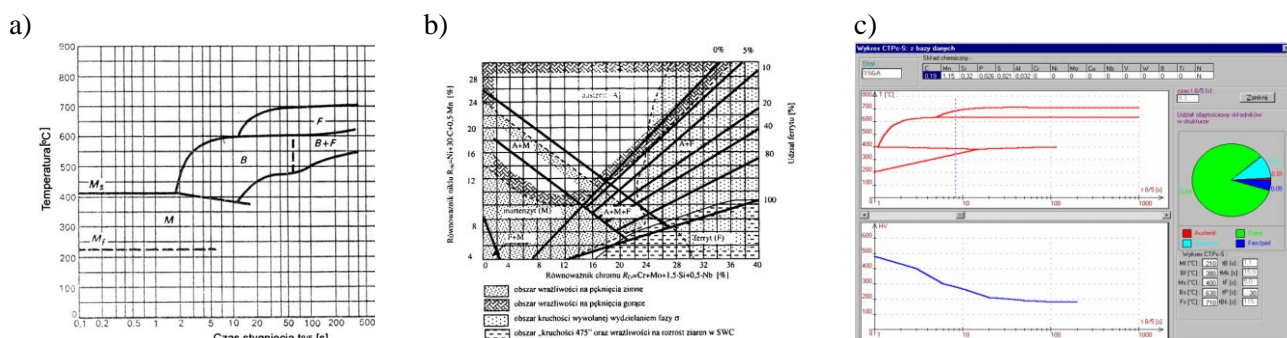
$$CEV = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Ni + \%Cu}{15} + \frac{\%Cr + \%Mo + \%V}{5}. \quad (1)$$

Przy użyciu równoważnika węgla *CEV* można wstępnie ocenić spawalność stali [1]. Kiedy obliczona wartość *CEV* na podstawie wzoru (1) nie przekracza 0,42%, to stal uważa się za łatwo spawalną, a uzyskanie złącza bez zanieczyszczeń i pęknięć nie wymaga stosowania specjalnych środków ostrożności (dla stali łatwo spawalnych dodatkowo procentowa zawartość węgla nie powinna być większa niż 0,25%). Gdy współczynnik *CEV* zawiera się w przedziale 0,42–0,60%, wówczas stal zalicza się do grupy stali średnio spawalnych. Wymagane jest wtedy stosowanie środków ostrożności takich jak: zmniejszenie szybkości spawania czy podgrzanie materiału przed spawaniem. Dotyczy to jednak elementów o grubościach ścianek powyżej 20 mm (elementy

o grubości do 20 mm nie wymagają ww. zabiegów). Przy wartościach współczynnika CEV większych od 0,60% stal uznaje się za trudno spawalną, a więc wymagającą stosowania dodatkowych zabiegów niezależnie od grubości łączonych elementów (takich jak dla stali średnio spawalnych, a także dodatkowo obróbki cieplnej po spawaniu).

Należy podkreślić, że CEV to powszechnie stosowany wskaźnik spawalności, ale nie jedyny i we wstępnej ocenie nie należy ograniczać się tylko do niego. Oprócz CEV występuje szereg innych wskaźników spawalności (wskaźników skłonności do pęknięć, wskaźników właściwości SWC) szeroko opisywanych np. w [2].

Obok metod analitycznych powstały również metody graficzne, które mają zastosowanie w przypadku stali niestopowych i stopowych oraz wysokostopowych. Są nimi wykresy CTPc-S (czas-temperatura-przemiana) (rys. 3a) oraz wykresy skłonności do pęknięć (rys. 3b).



Rys. 3. Przykładowe wykresy dla metody graficznej oraz komputerowej: a) wykres CTPc-S dla stali pondeutektoidalnej, b) wykres Schafflera z zaznaczonymi obszarami kruchości oraz wrażliwości na pęknięcie gorące i zimne, c) wykres CTPc-S z bazy danych programu Mat Spaw [5]

Na podstawie metod analitycznych zostały opracowane programy komputerowe (np. Mat Spaw). Umożliwiają one przeprowadzenie wstępnej oceny spawalności, wyznaczenie optymalnych warunków termicznych spawania, dobór materiałów dodatkowych do spawania oraz opracowanie technologii spawania (rys. 3c). Nie uwzględniają one jednak wszystkich zmiennych technologicznych i dają jedynie wstępną informację o materiale i uzyskanych właściwościach złącza. Pozwala to na znacznie skrócenie czasu doboru odpowiedniej technologii spawania.

5. Podsumowanie

W referacie przedstawiono poszczególne wypadkowe spawalności (spawalność metalurgiczną, technologiczną oraz konstrukcyjną) oraz współzależność między nimi. Podkreślono, że technologiczne parametry spawania, metalurgiczne właściwości złącza oraz czynniki

konstrukcyjne są powiązane zależnościami, a więc spawalności należy rozumieć jako wypadkową tych czynników.

Ocena spawalności stali jest problemem złożonym, zależnym od wielu czynników. Prawidłowa ocena spawalności powinna być przeprowadzona we wstępnym etapie w oparciu o system wskaźników spawalności. Uzyskane w ten sposób wstępne informacje pozwalają przewidzieć wyniki prób technologicznych i ułatwiają podjęcie decyzji czy wykonanie kosztownych prób jest sensowne. Ocenę o niedostatecznej spawalności można wyciągnąć już na podstawie analizy samych wskaźników spawalności. Natomiast ocena o zadowalającej spawalności może być wyciągnięta tylko i wyłącznie po przeprowadzeniu odpowiednich prób technologicznych.

Literatura

- [1] Gosowski B., Kubica E.: Badania laboratoryjne konstrukcji metalowych. Wydanie IV zaktualizowane i rozszerzone. Wrocław: Oficyna Wydawnicza PWR, 2012.
- [2] Tasak E., Ziewiec A.: Spawalność materiałów konstrukcyjnych. Tom 1: Spawalność stali. Kraków Wydawnictwo JAK, 2009.
- [3] Butnicki S.: Spawalność i kruchość stali. Warszawa: WNT, 1991.
- [4] PN-EN 1011-2:2004+A1:2005 Spawanie – Wytyczne dotyczące spawania metali – Część 2: Spawanie łukowe stali ferrytycznych.
- [5] Mięka J., Habel J.: Mat Spaw - program wspomagający analizę spawalności stali i opracowanie technologii spawania – instrukcja użytkownika.

WELDABILITY EVALUATION OF STRUCTURAL STEEL

Summary

The weldability is playing the key role when the elements of steel structure are joined by welding, besides main mechanical properties of steel. Carrying welded joints out in elements with insufficient weldability could cause various types of cracks and as a consequence lead to their destruction. The combinations of factors which determine the usefulness of given material for welded structure were shown in the following article as well as an impact of various alloy elements on metallurgical weldability. The issue related to the termination of weldability of structural steel in terms of analytical and empirical is presented as well as general comments on a correct evaluation of the steel are given.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Bronisław Gosowski, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska.



biomasa, silos stalowy, blacha falista, obciążenia silosu

Mateusz KUŚNIEREK¹

LEKKIE SILOSY METALOWE Z BLACH FALISTYCH DO SKŁADOWANIA BIOMASY

W artykule przedstawiono propozycję konstrukcji nieuzębrowanych silosów z blach falistych do składowania trudnosypliwych materiałów, zwłaszcza biomasy. Bodźcem do poszukiwania nowych rozwiązań konstrukcyjnych były częste problemy eksploatacyjne i liczne awarie silosów z blach falistych. Zaproponowane rozwiązania zostały opracowane w oparciu o uzyskane wyniki badań doświadczalnych i analiz numerycznych cylindrycznych silosów z podatnymi płaszcami. Opracowane rozwiązanie w skuteczny sposób zapobiega problemom eksploatacyjnym podczas opróżniania silosu z biomasy.

1. Wprowadzenie

Biomasa z uwagi na dobre właściwości energetyczne jest obecnie szeroko wykorzystywana w przemyśle energetycznym. Powszechnie do współspalania z węglem wykorzystuje się pelety drzewne, słomiane czy z łusek słonecznika. Charakterystyczną cechą tych materiałów jest bardzo duże zróżnicowanie ich właściwości [1] oraz silna higroskopijność. Ponadto wszystkie rodzaje pelet należą do materiałów silnie pyłących, dlatego ważne jest właściwe przechowywanie biomasy aby nie zanieczyszczać środowiska i ograniczyć ryzyko pożaru czy wybuchu. Magazynowanie biomasy w silosach gwarantuje spełnienie tych wymogów oraz zapewnia utrzymanie wysokiej wartości energetycznej. Niestety wspomniana duża niejednorodność pelet oraz właściwości kohezyjne sprawiają wiele trudności w prawidłowej eksploatacji silosów, skutkując często licznymi awariami [2, 3]. Dość powszechnym zjawiskiem występującym w silosach, w których składowane są materiały kohezyjne jest niebezpieczne zjawisko przesklepienia. Wyniki przeprowadzonych badań w ramach grantu NCN o numerze rejestracyjnym: N N506 099840 pozwoliły na opracowanie koncepcji nieuzębrowanych silosów z blach falistych do składowania zbrylających się materiałów. W zaproponowanym rozwiązaniu podatność południkowa korzystnie wpływa na proces opróżniania trudnosypliwych materiałów zapewniając przepływ materiału w kierunku płaskiego dna silosu. Ponadto rozwiązanie to skutecznie eliminuje możliwość powstania przesklepienia. Zdaniem autora zastosowanie tych konstrukcji pozwoli na bezzakłócenową ich eksploatację podczas składowania

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

ośrodków trudnosypliwych.

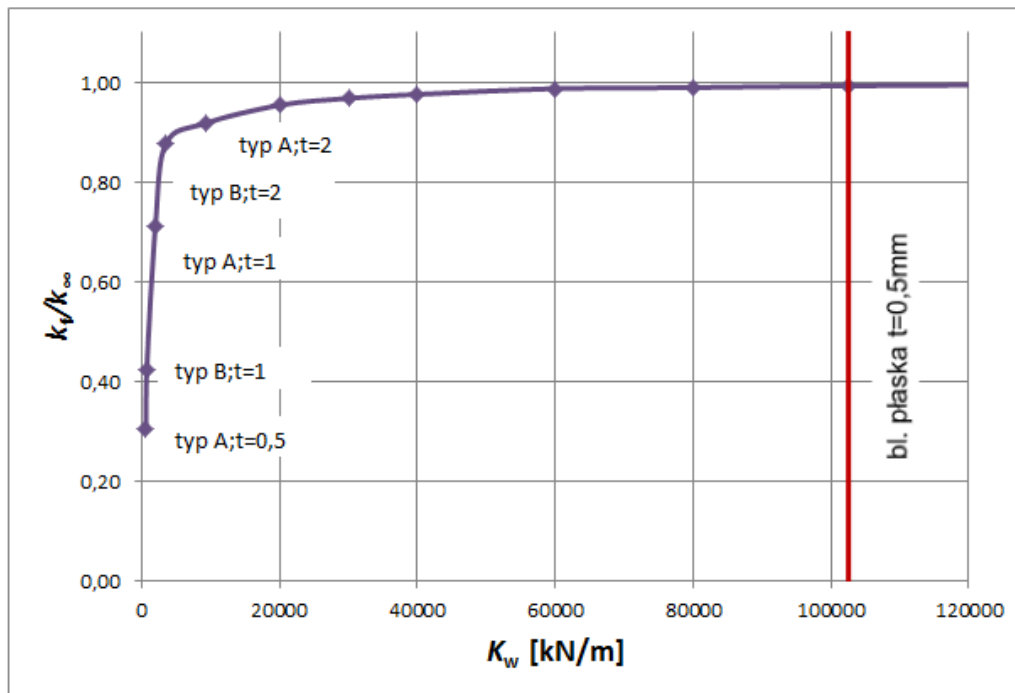
2. Problemy eksploatacyjne w składowaniu materiałów kohezyjnych

Znaczna część materiałów składowanych w silosach charakteryzuje się silnymi właściwościami kohezyjnymi m.in. biomasa. W miarę wzrostu wilgotności i czasu składowania właściwości te narastają, prowadząc wewnątrz komory silosu do powstawania chwilowych lub długotrwałych przesklepień nad lejem lub płaskim dnem silosu. Powstanie tego wyjątkowego stanu obciążeniowego prowadzi do znacznego przegrupowania sił w komorze silosu. Jeśli przez k oznaczymy współczynnik udziału płaszcza w przenoszeniu pionowego obciążenia (siły tarcia) od ciężaru materiału wypełniającego silos G to w momencie powstania przesklepienia tuż nad dnem jego wartość jest bliska jedności $k \approx 1$. Zjawisko to prowadzi do znacznego przeciążenia południkowych żeber usztywniających w silosach z blach falistych. Ponadto samoczynne niekontrolowane tąpnięcie przesklepienia ma charakter dynamiczny i bardzo często skutkuje oberwaniem leja [2]. Od dłuższego okresu czasu poszukiwano skutecznych rozwiązań, aby zapobiec temu niekorzystnemu zjawisku, gdyż dotychczasowe rozwiązania okazały się nieskuteczne.

3. Rozkład obciążeń w silosach z blach falistych

W ramach grantu NCN prowadzono badania dwóch modeli płaskodennych silosów z blachy falistej [4]. Jednym z modeli był silos w skali naturalnej, drugi reprezentował dolne cargo silosu. Wyniki uzyskanych badań jednoznacznie wykazały inny rozkład obciążenia w silosach uźebrowanych i nieuźebrowanych. Z reguły w silosach ze sztywnymi żebrami wartość współczynnik k wynosi $0,4 \div 0,6$ i zależy od współczynnika tarcia μ materiału o ścianę, wartości ilorazu parcia bocznego K oraz od stosunku wysokości cylindrycznej powłoki silosu h_c do jej średnicy d_c . W przypadku podanej w kierunku południkowym powłoki zdecydowanie malała wartość obciążenia pionowego płaszcza silosu od ciężaru materiału wypełniającego silos, zatem nastąpił spadek współczynnika k . Teoretycznie możliwe jest uzyskanie współczynnika $k \approx 0$, co oznaczałoby, że w komorze występuje parcie hydrostatyczne na dno silosu. W takim przypadku płaszcz silosu nie przejmuje pionowego obciążenia od materiału wypełniającego, zatem powstanie przesklepień jest niemożliwe. W chwili opróżniania składowany materiał przesuwają się równomiernie w dół nie powodując utrudnień eksploatacyjnych. Pawłowski w [5] badał za pomocą programu Plaxis wpływ sztywności południkowej płaszcza K_w na redukcję pionowego obciążenia

plaszczu silosu (rys.1). W swoich analizach zastosował dwa typy blach falistych o poziomo usytuowanych falach: typ A o wysokości fali $d = 12$ mm, długości fali $l = 78$ mm oraz typ B o $d = 19$ mm i $l = 76,2$ mm . Zastosowanie odpowiedniej geometrii blachy, o małej sztywności w kierunku pionowym daje dobre rezultaty w zmniejszeniu współczynnika k , tym samym sprzyja ułatwieniu procesu opróżniania płaskodennych silosów z trudnosypliwych materiałów.

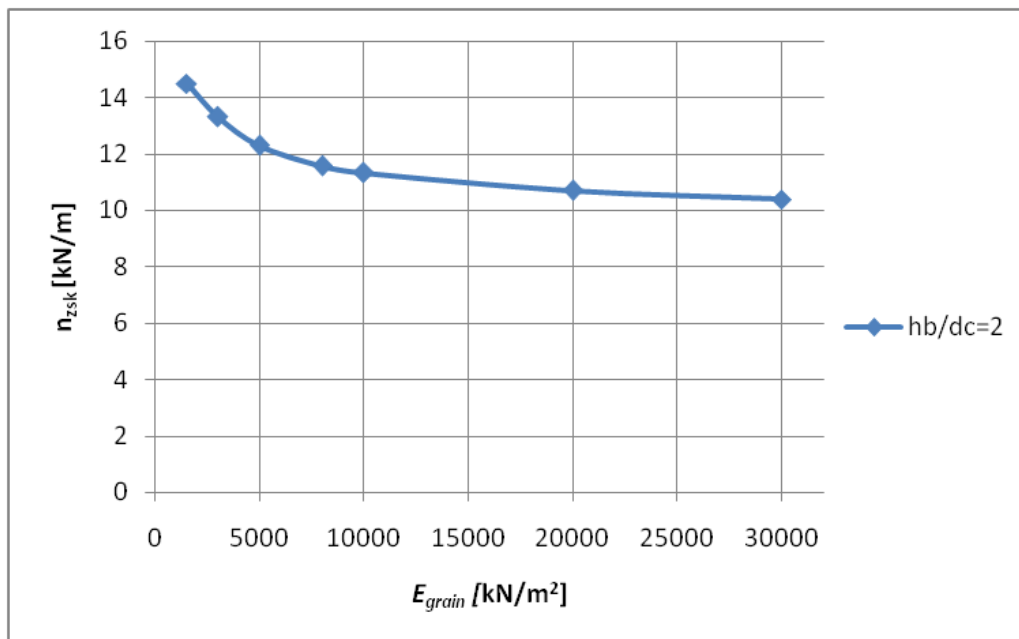


Rys. 1. Wpływ południkowej sztywności walcowego płaszczu K_w na redukcję pionowego obciążenia płaszczu silosu k_f/k_0 . Średnica $d_c = 1,8$ m, wysokość $h_c = 3,6$ m, $E_{\text{grain}} = 3$ MPa [5]

4. Koncepcja płaskodennych silosów walcowych o podatnych ścianach w kierunku południkowym

Poniżej zaprezentowano koncepcję silosów o podatnych ścianach w kierunku południkowym z blach falistych, o stosunkowo niskiej wartości współczynnika k . Zastosowanie poziomego przebiegu fal, bez południkowego uźebrowania daje dobre rezultaty w zmniejszeniu wypadkowego obciążenia płaszczu od ciężaru składowanego materiału. Przy opracowaniu koncepcji tych silosów wykorzystano trend wykazany w [5] i zaobserwowany we własnych badaniach doświadczalnych. Oczywiście wyników z pracy [5] nie można wprost odnieść do przypadku silosów na biomasy, ale samo zjawisko będzie miało podobny charakter. Właściwości biomasy różnią się od właściwości materiałów stosowanych przez Pawłowskiego w [5]. Przede wszystkim biomasy mają mniejsze moduły sprężystości E , które z reguły oscylują w zakresie od 1 do 2 MPa. Tylko w skrajnych

przypadkach pelety drzewne osiągają moduł sprężystości na poziomie 3 MPa. Rysunek 2 obrazuje wpływ różnych sztywności materiału sypkiego E na wartości siły osiowej n_{zsk} w płaszczu dla przypadku komory silosu o $h_c/d_c = 2$. Silosy o takich smukłościach płaszczu są powszechnie stosowane do składowania materiałów sypkich, w tym biomas. Spadek modułu sprężystości z 3 MPa do 1,5 MPa powoduje 8% wzrost siły ściskającej w płaszczu.

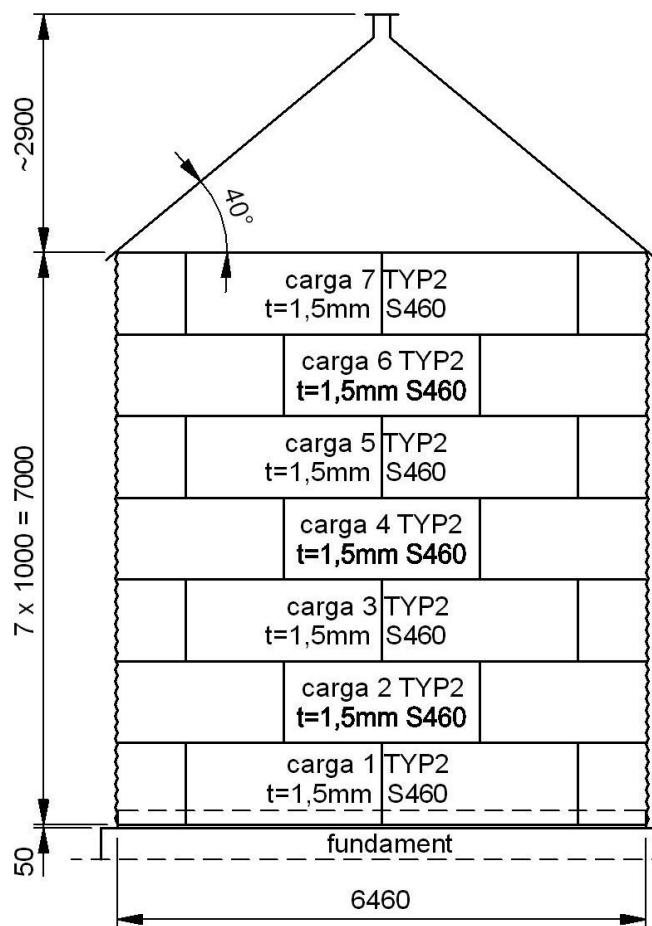


Rys. 2. Zależność siły osiowej w płaszczu silosu od sztywności materiału znajdującego się w komorze silosu o $h_c/d_c = 2$ [5]

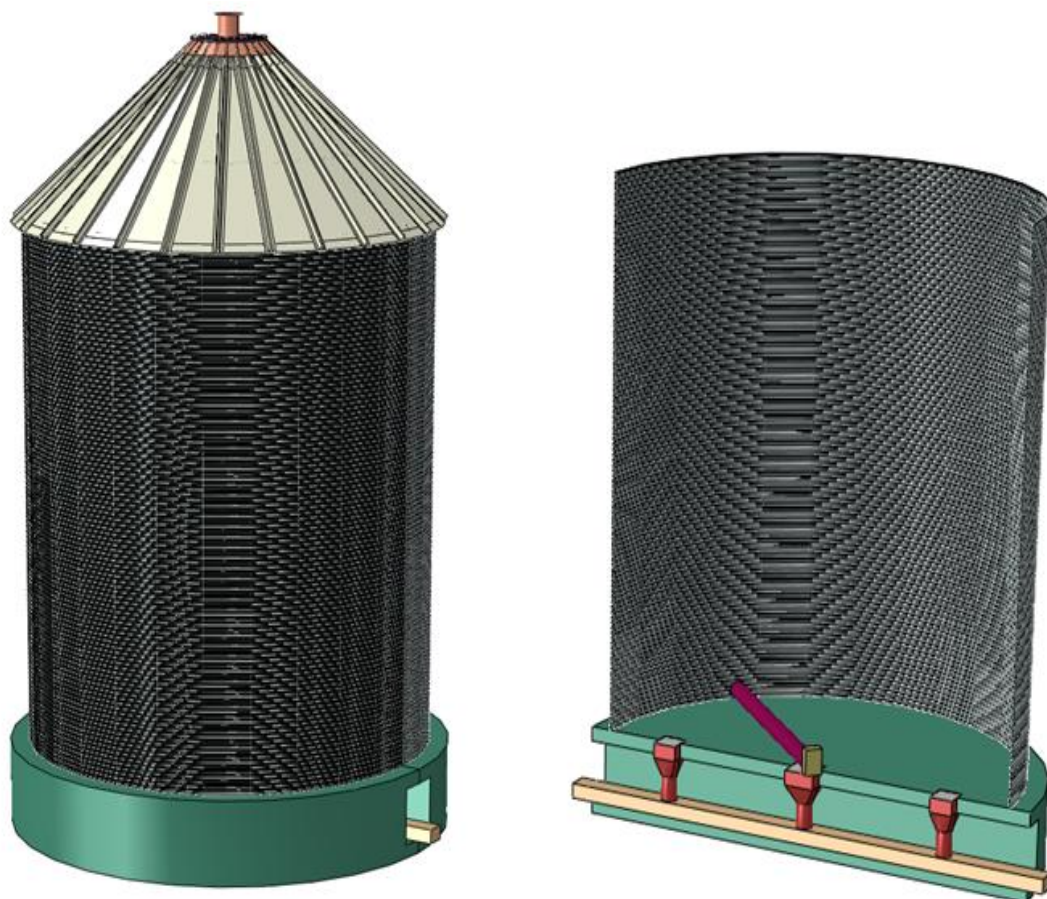
Opracowanie koncepcji zostało poprzedzone wnikliwymi analizami wytrzymałościowymi, uwzględniającymi nośność nieuzębrowanych cargo płaszczu dla różnej geometrii fali oraz różnych grubości blach t . Zwiększenie wysokości fali d z jednoczesnym zmniejszeniem grubości arkusza blachy t wpływa korzystnie na zmniejszenie współczynnika k oraz poprawę przepływu ośrodka w kierunku dna. Należy jednak pamiętać, że powoduje to również spadek nośności blachy falistej na zginanie. W praktyce osiągnięcie współczynnika $k \approx 0,25$, z reguły wiąże się ze stosowaniem stali o wysokiej wytrzymałości.

Zdaniem autora rozwiązanie zapewniające przepływ masowy w komorze silosu gwarantuje bezzakłóceńowy proces opróżniania. Należy zaznaczyć, że słusznym rozwiązaniem konstrukcyjnym są silosy płaskodenne, z podłogowym systemem wybierającym składowany materiał. W konstrukcjach lejowych swobodny przepływ ośrodka sypkiego w kierunku wylotu jest niemożliwy, gdyż naturalną przeszkodę stanowi sam lej. Na rys. 3 przedstawiono geometrię proponowanego rozwiązania silosu na biomasę o pojemności $V = 250 \text{ m}^3$. Zastosowano blachę falistą ze stali S460 o wysokości fali $d = 14 \text{ mm}$ i jej długości $l = 70 \text{ mm}$ (typ 2). Rozwiązanie to

gwarantuje dobry rezultat w postaci ponad dwukrotnego spadku współczynnika rozdziału obciążenia $k \approx 0,23$. Z kolei na rys. 4 przedstawiono model konstrukcji oraz system technologii odbioru składowanego materiału. System ten tworzą podłogowy przenośnik ślimakowy oraz podpodłogowy kanał technologiczny z redlerem. Silosy tego typu nadają się do składowania biomasy o średnim współczynniku kohezji. Biomasy bardzo wilgotne powinny być składowane w silosach o wiotkich płaszczach, w których sztywność południkowa jest bliska zeru.



Rys. 3. Płaskodenny silos na biomasę $V = 250 \text{ m}^3$ z blach falistych o współczynniku $k \approx 0,23$ [4]



Rys. 4. Konstrukcja silosu na biomasę – widok na konstrukcję oraz schemat technologiczny

Obecnie autor prowadzi analizy numeryczne MES dla przypadku biomas o module sprężystości 1,5 MPa. Uzyskane wyniki pozwolą w pełni zweryfikować poprawność przedstawionego rozwiązania.

5. Podsumowanie

Wypadkowa siła w płaszczu pochodząca od ciężaru składowanego w silosie materiału, w dużym stopniu zależy od sztywności południkowej konstrukcji. W przedstawionym rozwiązaniu zdecydowanie większa część obciążenia pionowego przypada na płaskie dno silosu. Zastosowanie podatnych konstrukcji nieuzębrowanych płaszczy płaskodennych silosów, w dużej mierze ułatwi przepływ materiału w kierunku dna, eliminując liczne problemy eksploatacyjne. Rozwiązanie to może być skuteczne w przypadku składowania biomasy o średnich właściwościach kohezyjnych. W przypadku materiałów wilgotnych lepszym rozwiązaniem mogą być silosy o wiotkich płaszczach. Konieczne są dalsze analizy numeryczne zagadnienia dla większej bazy materiałów, w tym dla biomas.

Literatura

- [1] Hotała E., Kuśnierek M.: *Badania laboratoryjne wybranych właściwości biomas składowanych w silosach*. Materiały Budowlane, nr 3/2013, s.57-58.
- [2] Hotała E., Pawłowski K.: *Badania stalowych silosów do składowania biomasy*. Przegląd Budowlany. 2012, nr 5, s. 14-18.
- [3] Hotała E., Zambrowicz M.: *Problemy składowania wybranych rodzajów biomasy w silosach z blachy falistej*. Przegląd Budowlany, nr 5/2010, s. 97-100.
- [4] Hotała E., Hotała P.: *Badania prototypowych, lekkich metalowych silosów metalowych do składowania biomasy w elektrowniach*. Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Raport serii SPR 06/2013, Wrocław 2013.
- [5] Pawłowski K., *Obciążenia stożkowych lejów i cylindrycznych płaszczy silosów z blachy falistej od składowanego zboża*, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Praca doktorska, Raport serii PRE 07/2013, Wrocław 2013.

LIGHT METAL SILOS MADE OF CORRUGATED SHEETS FOR BIOMASS STORAGE

Summary

In this paper cylindrical flexible silos shells from unribbed corrugated sheets for storage of biomass material have been presented. Reason for the search of better solutions comes from exploitation problems resulting in failures of structures. Proposed solution were developed basing on experimental and numerical investigations of cylindrical flexible silos. Presented solution prevents many of problems during exploitation of silos while emptying.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Eugeniusz Hotała, prof. PWr, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska

Podziękowania

Obliczenia wykonano przy użyciu zasobów udostępnionych przez Wrocławskie Centrum Sieciowo-Superkomputerowe (<http://wcss.pl>), grant obliczeniowy Nr 293.

*silos stalowy, blacha falista, obciążenia silosu*Mateusz KUŚNIEREK¹

WYBRANE ASPEKTY PROJEKTOWANIA SILOSÓW Z BLACH FALISTYCH NA PRODUKTY ROLNE

W artykule przedstawiono zalety konstrukcji silosów z blach falistych na produkty rolne oraz omówiono praktyczne aspekty ich projektowania. Zwrócono uwagę na konieczność kontroli temperatury i wilgotności składowanych materiałów. Poddano dyskusji sposób wymiarowania żeber pionowych płaszcza silosu w oparciu o obowiązującą normę PN-EN 1993-4-1:2009 [1].

1. Wprowadzenie

Do najpowszechniejszych produktów rolnych magazynowanych w silosach należy zaliczyć pszenicę i kukurydzę, ponadto często są też składowane pasze rolnicze. W ostatnim czasie wznoszone są przede wszystkim lekkie silosy metalowe, zwłaszcza z blach falistych. Płaszcze tych silosów mają znacznie większą sztywność w płaszczyznach równoleżnikowych niż płaszcze silosów z blachy gładkiej o kilkukrotnie większej grubości blach. Dzięki zastosowaniu blachy falistej zwalczono problem lokalnych wgnieceń płaszcza, które często powstawały jeszcze w trakcie transportu czy montażu blachy płaskiej. Kolejną zaletą pofalowanej blachy jest korzystniejsze odbijanie promieni słonecznych pod różnym kątem niż w przypadku blachy gładkiej. Zapobiega to nadmiernemu nagrzewaniu się samego silosu ale także składowanego ośrodka. Jest to szczególnie istotne w okresie letnim, gdy temperatura wewnątrz silosu może dochodzić nawet do kilkudziesięciu stopni Celsjusza. Najważniejszym aspektem, z punktu widzenia inwestora, jest cena tych silosów. Możliwość zastosowania cienkich blach płaszcza często o grubości 1 mm gwarantuje z reguły niższą cenę niż silosów z blachy płaskiej.

2. Wybrane oddziaływania

Przed przystąpieniem do wyznaczania oddziaływań na silosy należy dobrze zapoznać się ze schematem technologicznym baterii silosów, sposobem załadunku i rozładunku. Działanie to jest konieczne w celu przewidzenia wszystkich możliwych obciążeń. Najpospolitszym rozwiązaniem

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

jest oparcie galerii transportowej na podporach stanowiących przedłużenie żeber płaszcza, co często generuje stosunkowo duże siły ściskające i momenty zginające w żebrach. Szczególnie duże znaczenie ma to w przypadku galerii z przenośnikami taśmowymi, bowiem ziarno transportowane w ten sposób wymaga ochrony przed czynnikami atmosferycznymi. Konieczne jest całkowite zabudowanie galerii, przez co są narażone na znaczne oddziaływanie wiatru.

Wiodące oddziaływania na konstrukcję silosu pochodzą od składowanego ośrodka sypkiego. Oddziaływanie to objawia się w postaci parcia poziomego p_h , naporu pionowego p_v oraz tarcia powierzchniowego p_w . Parcie poziome wywołuje równoleżnikowe siły rozciągające, które są przenoszone przez poszczególne carga płaszcza. Napór pionowy powoduje obciążenie lejów czy płaskich den, natomiast tarcie powierzchniowe wywołuje znaczne siły ściskające w południkowych żebrach silosów. W mniejszych silosach, które są nieuzebrowane, siły tarcia oprócz ściskania powodują też zginanie blachy falistej. Z reguły na płaszcze silosów nieuzebrowanych stosowane są stale o wysokich wytrzymałościach. Przed przystąpieniem do wyznaczania obciążeń od składowanego materiału sypkiego należy ściśle określić przedział możliwej zmiany wilgotności ośrodka w trakcie jego magazynowania. Drobną zmianą wilgotności może spowodować znaczne przegrupowanie obciążeń w silosie [2]. Obecna norma projektowa [3] uwzględnia możliwą zmianę właściwości ośrodka sypkiego za pomocą współczynników zmienności a_i .

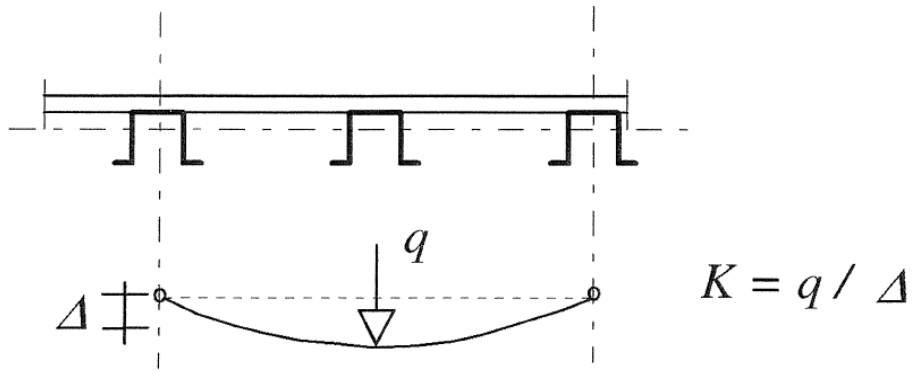
W trakcie rozpoczęcia opróżniania silosów, zwłaszcza smukłych $h_c/d_c \geq 2$ [3] siły bezwładności powodują wzrost parcia poziomego, a co za tym idzie również tarcia powierzchniowego. Wzrost ten jest uwzględniany odpowiednimi współczynnikami zwiększającymi obciążenie w stosunku do stanu napełnienia. Obecne konstrukcje silosów na produkty rolne w większości przypadków są zaliczane do grupy silosów średnio-smukłych. Praktyka pokazuje, że stosowanie silosów smukłych powoduje więcej problemów eksploatacyjnych zwłaszcza w trakcie opróżniania. Ponadto w silosach smukłych jest znacznie większe prawdopodobieństwo powstawania wyjątkowych stanów obciążeń, np. przesklepień.

Dokładne opisanie oddziaływań ośrodkiem sypkim jest niezwykle trudne. Oprócz dużej zmienności właściwości ośrodka wpływ na to ma także rodzaj powstającego przepływu w trakcie opróżniania. W celu uwzględnienia przypadkowych asymetrii obciążenia wynikających z mimośrodów i imperfekcji zarówno w procesie napełniania i opróżniania, należy uwzględnić możliwość wystąpienia obciążenia lokalnego. Obciążenie to, zmienne po obwodzie, tworzy wyłącznie składowa parcia normalnego. W silosach z blachy falistej obciążenie lokalne należy rozpatrywać na dowolnym poziomie płaszcza silosu. W silosach należących do 2 klasy oceny oddziaływań (zdecydowana większość silosów na produkty rolne), obciążenie lokalne można zastąpić równomiernym przyrostem parcia poziomego oraz tarcia powierzchniowego.

Wśród obciążeń klimatycznych zdecydowanie największe znaczenie ma oddziaływanie wiatru na pusty silos. Największe prawdopodobieństwo zaistnienia takiej sytuacji występuje tuż po wzniesieniu silosu, przed jego zasypaniem. W przypadku wznoszenia baterii silosów, czy możliwej rozbudowy magazynu składającego się pierwotnie z jednego silosu należy rozpatrzyć dwie sytuacje obliczeniowe, jedną dla przypadku silosu wolnostojącego, drugą dla silosów w grupie. W większości przypadków stosowane przez producentów silosów, blachy faliste odznaczają się dużą odpornością na oddziaływanie wiatru. W przypadku silosów o średnicach większych niż 15 m stosuje się wzmocnienia płaszcza w postaci pierścieni wiatrowych, bowiem ich brak może spowodować utratę stateczności silosu. Poprawne rozmieszczenie pierścieni wymaga zaawansowanej analizy MES.

3. Wymiarowanie płaszczy silosów z blach falistych

W małych silosach o nieźebrowanych płaszcach wymiarowanie sprowadza się do sprawdzenia prostych warunków zawartych w normie projektowania [1]. W przypadku silosów umberlandowanych procedura jest bardziej złożona. Z uwagi na fakt, iż blacha falista jest bardzo podatna w kierunku południkowym nie bierze ona udziału w przenoszeniu pionowych sił ściskających. Siły ściskające pochodzące przede wszystkim od tarcia ośrodka o pobocznice całkowicie są przenoszone przez żebra, gęsto rozmieszczone na obwodzie. Norma projektowa [1] podaje dwie metody wymiarowania żeber płaszcza. Jedna z tych metod pomija sztywność poszycia przy wyboczeniu żebra w kierunku prostopadłym do ścianki, tym samym daje bardzo konserwatywne wyniki. Druga z metod, stosowana w praktyce, pozwala wykorzystać współpracę żebra z blachą falistą. W metodzie tej wyznaczane są dwie nośności, pierwsza z nich to nośność plastyczna przekroju efektywnego żebra, druga wynika ze sztywności zgięciowej blachy falistej. Mniejsza z tych wartości stanowi podstawę wymiarowania. Sporo zastrzeżeń może budzić przedstawiony w normie sposób wyznaczania sztywności zgięciowej poszycia (blachy falistej). Przedstawiony model (rys.1) nie uwzględnia wygięcia blachy falistej w łuk, jak ma to miejsce w silosach oraz opiera się na założeniu, że sąsiednie żebra stanowią podporę przegubową dla żebra leżącego pomiędzy nimi. W celu poprawnego i ekonomicznego zaprojektowania umberlandowanych silosów z blach falistych konieczne wydaje się być przeprowadzanie zaawansowanych analiz MES wg [4].



Rys. 1. Określanie sztywności poszycia przy wyboczeniu żebra [1]

4. Niezbędne wyposażenie silosów na produkty rolne

Z uwagi na możliwość zmiany temperatury ziaren zbóż składowanych w silosach, należy przewidzieć możliwość jej pomiaru. W tym celu montuje się specjalne sondy pomiarowe (rys.2) podwieszone do konstrukcji dachu. Największe prawdopodobieństwo wzrostu temperatury składowanego zboża występuje w jego rdzeniu. Oprócz niezbędnych sond centralnych w silosach o większych średnicach montuje się także sondy obwodowe.



Rys. 2. Układ sond obwodowych w silosie na zboże

Instalacja sond wymaga uwzględnienia na etapie projektowania dodatkowego obciążenia konstrukcji dachowej. Obciążenie to powstaje na skutek tarcia ośrodka sypkiego o linkę sondy, głównie w trakcie opróżniania silosu i jest wyznaczane doświadczalnie. W przypadku odnotowania podwyższonej temperatury należy składowany materiał przewietrzyć. Chłodzenie odbywa się przy użyciu wentylatorów mechanicznych umiejscowionych w podstawie silosu, z reguły w dwóch lub kilku miejscach po obwodzie. Właczane specjalnymi kanałami powietrze obniża temperaturę ziaren zbóż. Dachy silosów na produkty rolne należy wyposażyć w specjalne wywietrzniki (rys. 3), często też montuje się na nich wentylatory wyciągowe.



Rys. 3. Wywietrznik dachowy

5. Podsumowanie

W ostatnich latach, z uwagi na liczne zalety, konstrukcje silosów z blach falistych stały się powszechniej wykorzystywane do składowania produktów rolnych, zwłaszcza pszenicy i kukurydzy. Proces projektowania tych konstrukcji należy poprzedzić zaznajomieniem się z technologią procesów napełniania i opróżniania. Ponadto należy przewidzieć instalację układu pomiaru temperatury i wilgotności składowanego materiału. Gwarantuje to uwzględnienie wszystkich możliwych obciążeń, które potencjalnie z dużą dozą prawdopodobieństwa zostałyby

pominięte. W celu zastosowania ekonomicznych, a zarazem skutecznych rozwiązań konstrukcyjnych należy przeprowadzić zaawansowane analizy numeryczne MES. Wymiarowanie żeber płaszczy silosów w oparciu o normę projektową [1] jest rozwiązaniem stosunkowo nieefektywnym.

Literatura

- [1] PN-EN 1993-4-1:2009 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 4-1: Silosy.
- [2] Hotała E., Kuśnierek M.: *Badania laboratoryjne wybranych właściwości biomas składowanych w silosach*. Materiały Budowlane, nr 3/2013, s.57-58.
- [3] PN-EN 1991-4:2008: Oddziaływania na konstrukcję. Część 4: Silosy i zbiorniki.
- [4] PN-EN 1993-1-6:2009 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych.

SOME ASPECTS OF DESIGN SILOS WITH CORRUGATED SHEETS FOR AGRICULTURAL PRODUCTS

Summary

In this paper presented the advantages of the construction of silos with corrugated sheets for agricultural products and discussed the practical aspects of their design. Paid much attention to the need to control the temperature and humidity of materials stored. The paper presented the principles of design of vertical ribs silo based on the applicable standard PN-EN 1993-4-1:2009.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Eugeniusz Hotała, prof. PWr ,Instytut Budownictwa, Politechnika Wroclawska

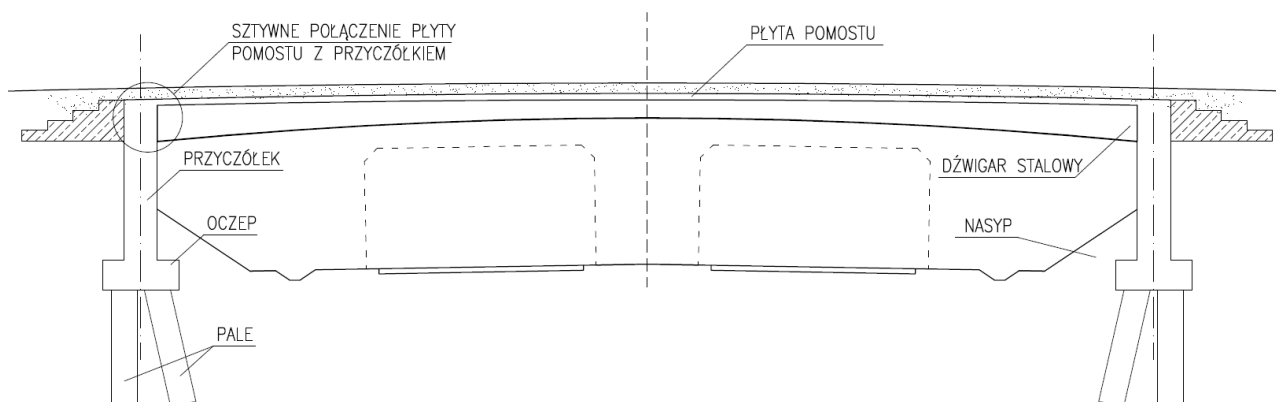
*optymalizacja, kładka dla pieszych, most zintegrowany*Krzysztof MARCINCAK¹

OPTYMALIZACJA KONSTRUKCJI POPRZEZ MODYFIKACJĘ SCHEMATU STATYCZNEGO NA PRZYKŁADZIE KŁADKI DLA PIESZYCH O KONSTRUKCJI ZINTEGROWANEJ

W pracy omówiono sposób optymalizacji konstrukcji kładki dla pieszych za pomocą zmiany schematu statycznego. Przedstawiono jak nieskomplikowane zabiegi w modelowaniu konstrukcji pozwalają na lepszy rozkład sił wewnętrznych w ustroju nośnym, a co za tym idzie bardziej ekonomiczne projektowanie.

1. Wprowadzenie

Kładki dla pieszych, a także mosty, o konstrukcji zintegrowanej charakteryzują się tym, że nie występują w nich przemieszczenia poziome między przęsłem a przyczółkiem – czyli konstrukcja w całości stanowi ciągły układ konstrukcyjny bez dylatacji i łożysk. Mosty zintegrowane mogą być jednoprzęsłowe lub wieloprzęsłowe (z ciągłym pomostem). Połączenie między pomostem a przyczółkiem może być wykonstruowane jako sztywne lub podatne. Posadowienie przyczółków może być przegubowe na fundamencie lub na szeregu pali. Na rys.1 przedstawiono schemat typowej konstrukcji mostu zintegrowanego.



Rys. 1. Schemat przykładowego mostu zintegrowanego

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

2. Walory konstrukcyjne konstrukcji zintegrowanej

Ważna z punktu widzenia konstruktora jest znajomość pracy statycznej konstrukcji, sposób przenoszenia obciążeń oraz rozkład sił wewnętrznych. Standardową konstrukcją mostową przedstawiono na rys.2. Przęsło mostu opiera się na łożyskach, z łożysk reakcja przekazywana jest na przyczółki, a z przyczółków na grunt.



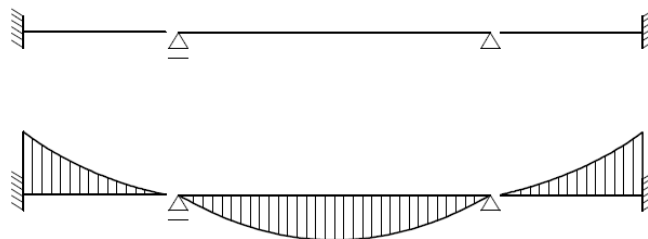
Rys. 2. Schemat standardowego mostu jednoprzęsłowego [3]

Taką konstrukcję można przedstawić za pomocą prostego schematu statycznego (rys.3). Można uznać, że przyczółki to dwa wsporniki, na których w sposób przegubowy opiera się przęsło mostu.



Rys. 3. Schemat statyczny mostu jednoprzęsłowego

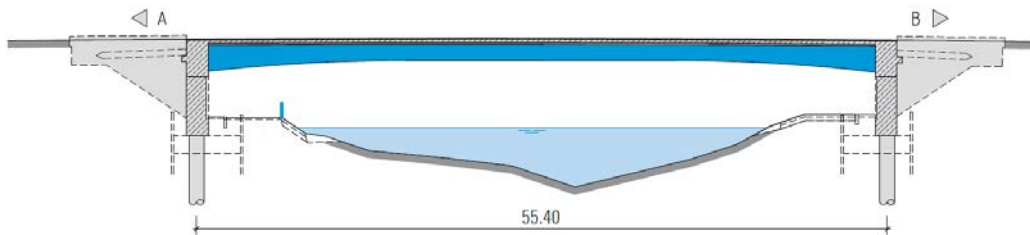
Powyższy schemat zamienić można na ustrój w płaszczyźnie poziomej oraz obciążyć go obciążeniem pionowym, w celu prezentacji momentów zginających (rys.4).



Rys. 4. Ustrój mostu jednoprzęsłowego przedstawiony w płaszczyźnie poziomej oraz adekwatny wykres momentów zginających od obciążenia pionowego oraz parcia gruntu

W większości przypadków przęsło mostu jest projektowane na moment zginający w środku rozpiętości, a przyczółki na moment podporowy. Taki schemat jest mało efektywny dla konstrukcji z punktu widzenia ekonomicznego doboru przekrojów.

Ciągły sposób połączenia przęsła z przyczółkami daje korzystniejszy rozkład momentów dla całej konstrukcji (rys.5). Model statyczny mostu zintegrowanego jest korzystniejszy z punktu widzenia rozkładu sił wewnętrznych.



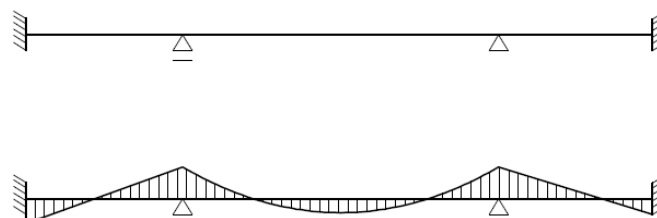
Rys. 5. Schemat mostu zintegrowanego [2]

W sposób przybliżony most zintegrowany można zamodelować jako ramę ze słupami utwierdzonymi w gruncie (rys. 6).



Rys. 6. Schemat statyczny mostu zintegrowanego

Schemat sztywnej ramy można przedstawić jako belkę wieloprzęsłową, co prezentuje schemat na rys.7.

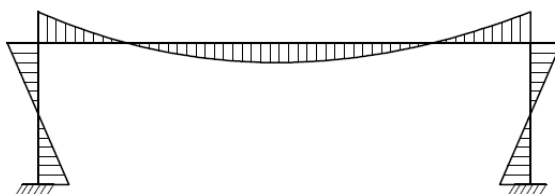


Rys. 7. Ustrój mostu zintegrowanego przedstawiony jako belka wieloprzęsłowa oraz adekwatny wykres momentów zginających od obciążenia pionowego

Uciąglenie konstrukcji – zastosowanie sztywnego połączenia pomiędzy płytą a przyczółkami prowadzi do równomiernego wykorzystania konstrukcji na całej długości. Konsekwencją tego jest ekonomiczniejsze projektowanie konstrukcji typu zintegrowanego.

3. Dalsze kształtowanie układu ramowego

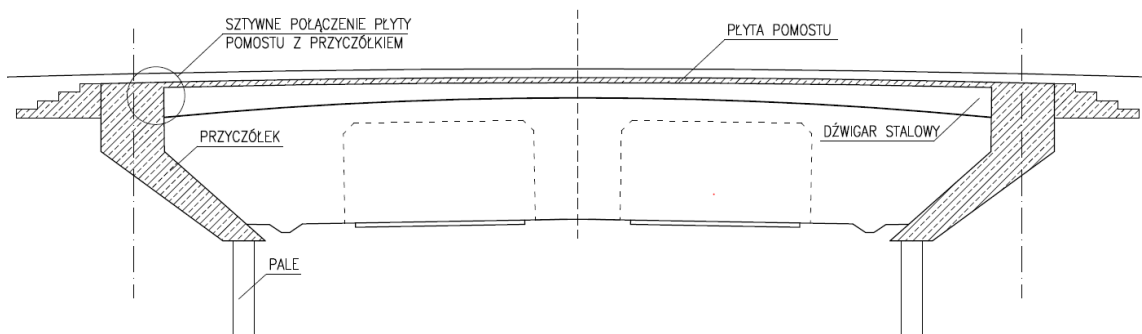
Istnieje możliwość dalszego „udoskonalania” konstrukcji ramowej mostów zintegrowanych poprzez modyfikację kształtu ramy. Standardowe układy poprzeczne ram mostów i kładek zintegrowanych zakładają przyczółki zwrócone pod kątem prostym do płyty pomostu (rys.1). Wykres momentów zginających przedstawia się w sposób przedstawiony na rys.8.



Rys. 8. Wykres momentów zginających dla ramy mostu o prostych przyczółkach

Stosując taki układ przyczółków, na pale przekazuje się moment zginający co powoduje, że konieczne jest zastosowanie dwóch rzędów pali. Generuje to koszty inwestycji oraz konieczność stosowania solidnych oczepów.

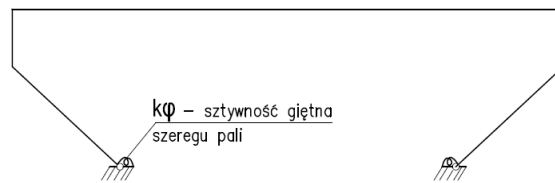
Na podstawie [4] przeanalizowano zastosowany schemat statyczny dla kładki i wdrożono go do kładki o konstrukcji zespolonej. Schemat takiego rozwiązania zaprezentowano na rys.9.



Rys. 9. Schemat ramy mostu zintegrowanego o zakrzywionych przyczółkach

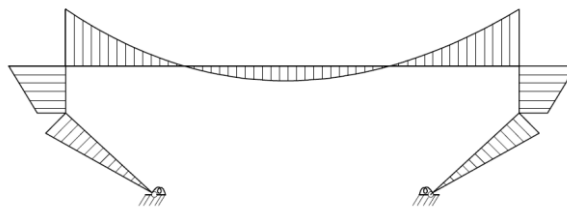
Prezentowane podejście zakłada przekazanie na pale tylko reakcji pionowych, co powoduje, że wystarczający do ich przeniesienia staje się jeden szereg pali. Efekt ten uzyskano przez pochylenie

przyczółków. Zabieg ten pozwala na „zamknięcie” sił w konstrukcji. Schemat statyczny takiej ramy znajduje się na rys.10.



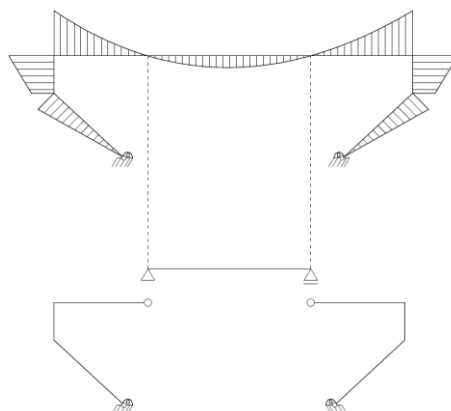
Rys. 10. Schemat statyczny mostu zintegrowanego o pochylonych przyczółkach

Wykres momentów zginających dla powyższego schematu pokazano na rys.11.



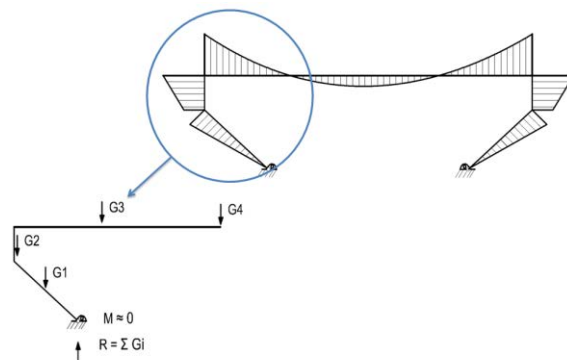
Rys. 11. Wykres momentów zginających dla ramy mostu o pochylonych przyczółkach

Na pale oczywiście przekazuje się niewielki moment wynikający z tego, że szereg pali ma określoną sztywność giętą. Jednak odpowiednie dopasowanie wysięgu pochylenia daje możliwość zminimalizowania momentu. Do wyjaśnienia sposobu pracy i równoważenia się momentów zginających w miejscu podparcia ramy posłużono się następującymi założeniami. W miejscu zerowania się momentów zginających założono połączenie przegubowe w ramie. Takie założenie prowadzi do tego, że dany układ sprowadza się do trzech elementów składowych: dwóch układów równoważących się i do belki swobodnie podpartej.



Rys. 12. Schemat zamiany ramy na układ składający się z trzech elementów składowych

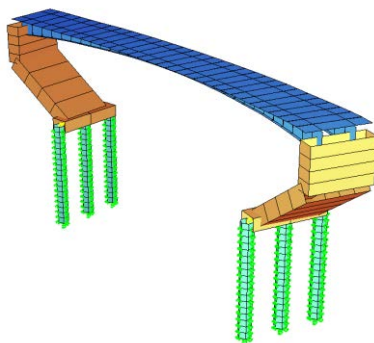
Dzięki sprowadzeniu układu ramowego do prostszych elementów można wyjaśnić równoważenie się momentów zginających w miejscu utwierdzenia przyczółka. Reakcja z belki swobodnie podpartej przekazuje się na wolny koniec „wspornika”, na który działają dodatkowo siły od dalszej części przęsła, pionowej części przyczółka oraz od pochylonej części przyczółka. Schemat działania sił przedstawia rys.13.



Rys. 13. Schemat równoważenia się momentów zginających przy podporze ramy

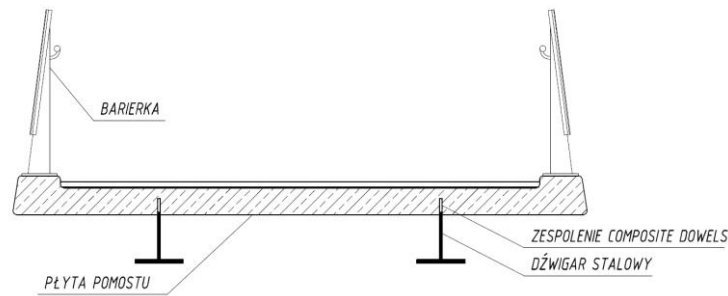
4. Model konstrukcji zintegrowanej

W celu zweryfikowania założeń teoretycznych został wykonany model numeryczny zintegrowanej kładki dla pieszych o konstrukcji zespolonej w programie SOFiSTiK.



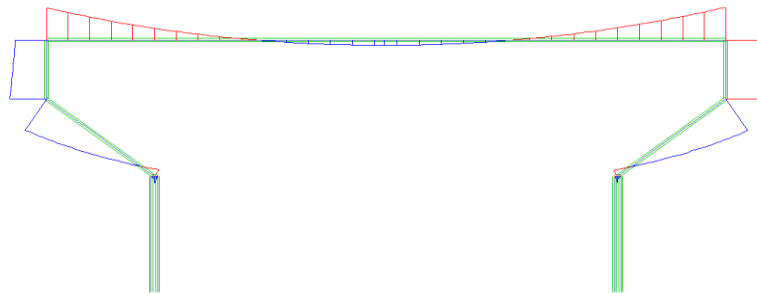
Rys. 14. Schemat konstrukcji kładki o konstrukcji zintegrowanej

Płyte pomostu stanowi płyta żelbetowa zespolona z dźwigarami stalowymi (rys15). W programie przekrój stalowo-betonowy zamodelowano używając elementów typu PLAT oraz łącząc je połączeniem typu WELD. Przyczółki stanowi konstrukcja żelbetowa posadowiona na jednym szeregu pali. Wpływ gruntu został zamodelowany za pomocą podatnych podpór na długości pali.

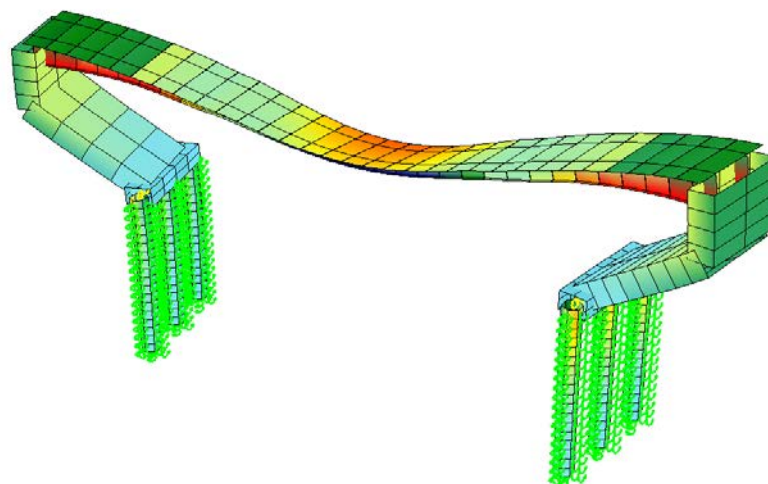


Rys. 15. Przekrój poprzeczny przez pomost kładki w środku rozpiętości

Wykres momentów zginających pokazuje (rys.16), że u podstawy przyczółka pojawia się moment zginający wynikający ze sztywności giętej szeregu pali. Można również zauważyć, że wartość momentu zginającego w środku rozpiętości w stosunku do momentu podporowego jest stosunkowo niewielka. W przedstawionym przykładzie zastosowano dźwigar o zmiennej wysokości – konstrukcja bardzo smukła o niskiej wysokości przekroju w przęśle. Z uwagi na dużą smukłość istotne jest sprawdzenie postaci drgań własnych i sprawdzenie czy konstrukcja nie wpadnie w rezonans podczas jej eksploatacji (rys.17).



Rys. 16. Wykres momentów zginających dla konstrukcji kładki zintegrowanej

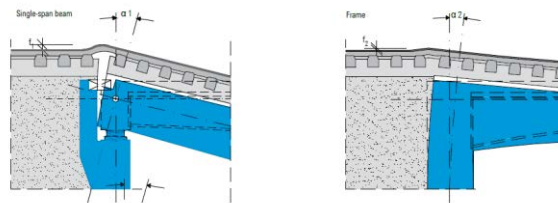


Rys. 17. Pierwsza postać drgań własnych pomostu

5. Podsumowanie – wady i zalety konstrukcji mostów zintegrowanych

Powyżej zaprezentowano zalety konstrukcji zintegrowanej polegające na lepszym rozkładzie sił wewnętrznych w układzie konstrukcyjnym. Jednak konstrukcje te mają również szereg innych zalet oraz niestety kilka wad.

Ważną zaletą tych konstrukcji jest ich większa trwałość w wyniku tego, że nie stosuje się w nich przerw dylatacyjnych oraz łożysk, a są to miejsca gdzie najczęściej występuje korozja i degradacja konstrukcji. Jeśli pomost jest połączony z nasypem bez stosowania dylatacji to zapewnia się współpracę podpór i nasypu. W mostach zintegrowanych występują mniejsze deformacje nawierzchni (rys.18), co daje płynność przejazdu i wpływa na walory użytkowe. Dzięki redystrybucji sił wewnętrznych można osiągać większe rozpiętości przy tej samej wysokości konstrukcyjnej obiektu. Mniejsze przyczółki wymagane z punktu widzenia wytrzymałości, pozwalają na zmniejszenie prac ziemnych, a to z kolei redukuje koszty budowy. Koszty są minimalizowane również przez redukcję dylatacji i łożysk.



Rys. 18. Deformacja nawierzchni w miejscu łożyska po lewej i w narożu ramy po prawej [2]

Niestety możliwość zastosowania mniejszych przyczółków, które współpracują z gruntem uniemożliwia użycie takiej konstrukcji w słabych warunkach gruntowych. Istotne jest również uwzględnienie interakcji grunt-konstrukcja wynikającej z cyklicznych zmian długości konstrukcji spowodowanej zmianami temperatury – komplikuje to proces projektowania. Konstrukcja jest statycznie niewyznaczalna więc konieczne jest uwzględnienie wszystkich wpływów niemechanicznych oraz nie może być stosowana na terenach szkód górniczych.

Literatura

- [1] Furtak K, Wrana B., Mosty zintegrowane, Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa 2001
- [2] SSF Ingenieure , System Prefabricated Composite Bridge Girder
- [3] Strona internetowa Promost Consulting, www.promost.pl
- [4] Budka E., Stempniewicz A., Wątroba P., Lorenc W., Piwoński J., Analiza statyczna nowej kładki dla pieszych obok stadionu na EURO 2012 we Wrocławiu, Inżynieria i Budownictwo nr 4/2012

DESIGN OPTIMIZATION BASED ON STATIC SCHEME ON THE EXAMPLE OF INTEGRAL PEDESTRIAN BRIDGE

Summary

This paper shows how optimize the design of footbridge by changing the static scheme. There are presented procedures in the modelling structures which allow for better distribution of internal forces and more economical design.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Wojciech Lorenc, prof. nadzw. PWt, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska



straty ciepła, złącza budowlane, detal konstrukcyjny

Paweł NOSZCZYK¹
Anna RUMIJOWSKA²

IDENTYFIKACJA MOSTKÓW CIEPLNYCH W PRZEGRODACH BUDOWLANYCH

Artykuł porusza problem mostków cieplnych znajdujących się w obudowie termicznej budynków. W pracy wyszczególniono rodzaje mostków cieplnych wraz ze wskazaniem podstawowych miejsc ich występowania. Opisano różne możliwości identyfikacji mostków termicznych na różnych etapach cyklu życia budynku oraz wskazano najskuteczniejszą metodę ich lokalizacji jaką są badania termowizyjne. Praca opisuje metodykę prowadzenia badań termowizyjnych przy poszukiwaniu mostków cieplnych oraz pokazuje przykłady ich występowania w obiektach rzeczywistych.

1. Wstęp

W dzisiejszych czasach energooszczędność w budownictwie staje się coraz ważniejszym tematem przy projektowaniu i wykonywaniu obiektów budowlanych. Nieodłącznym elementem zagadnienia oszczędności energii na potrzeby ogrzewania budynków jest temat mostków cieplnych, przez które budynek potrafi tracić ponad połowę energii cieplnej potrzebnej do ogrzania jego kubatury. Mostki cieplne są niczym innym jak miejscami w obudowie termicznej budynku, przez które dochodzi do zwiększonego przepływu ciepła w stosunku do sąsiadujących części przegród [1]. Polska norma [2] określa mostki termiczne jako część obudowy budynku, w której jednolity opór cieplny jest znacznie zmieniony przez: całkowite lub częściowe przebicie obudowy budynku przez materiały o innej przewodności cieplnej; zmianę grubości warstw materiałów lub różnicę między wewnętrznymi i zewnętrznymi powierzchniami przegród (np. naroża ścian lub połączenia różnych przegród). Identyfikacja miejsc zwiększonych strat ciepła w obrębie obudowy budynku stanowi pierwszy etap radzenia sobie z problemem mostków cieplnych.

2. Rodzaje i miejsca występowania mostków cieplnych

Mostki cieplne możemy podzielić ze względu na kierunek przepływu ciepła, kształt mostka cieplnego, jego pochodzenie (niezależne od wykonawstwa) lub przyczynę, która zależy od

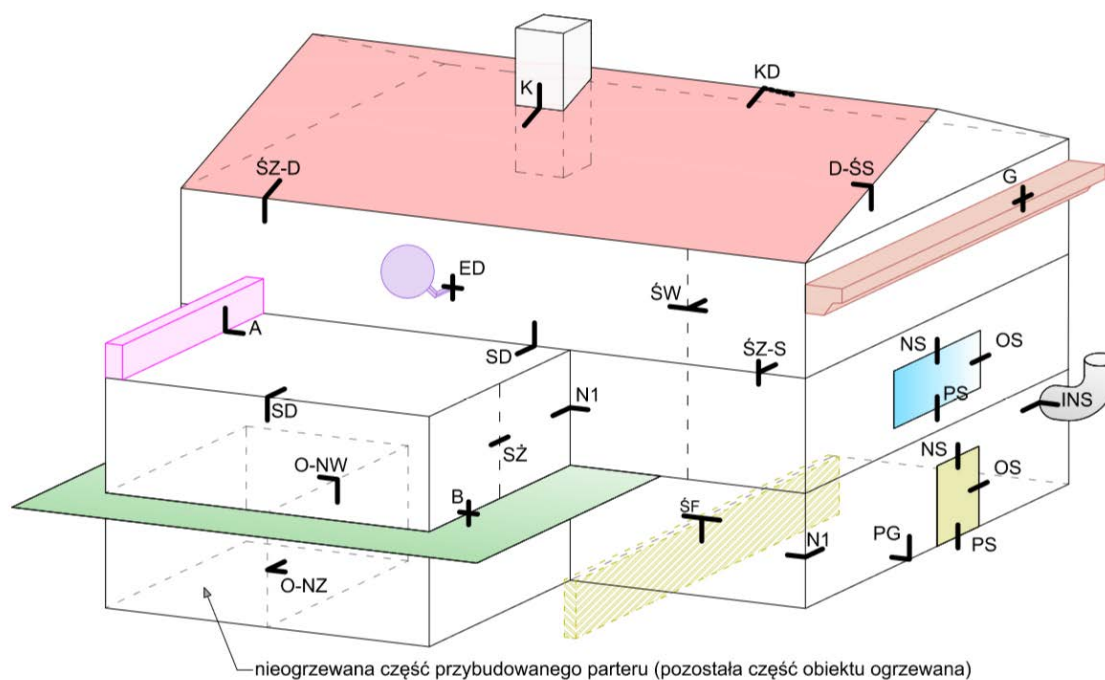
¹Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej,

²Doktorantka Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

wykonawstwa. Szczegółowo, proponowany podział rodzajów mostków cieplnych przedstawiono w tab.1. Najczęściej występującymi są mostki liniowe pochodzenia konstrukcyjnego i geometrycznego. Wynikają one z przyjętej geometrii budynku oraz rozwiązań konstrukcyjnych detali łączących różne elementy budynku.

Tablica 1. Podziały i rodzaje mostków cieplnym

1	2	2	3
Kierunek przepływu strumienia ciepła	Kształt	Pochodzenie	Przyczyna
a) 1D (mostek 1-go rzędu) b) 2D (mostek 2-go rzędu) c) 3D (mostek 3-go rzędu)	a) punktowe b) liniowe c) przestrzenne	a) geometryczne b) konstrukcyjne c) strukturalne d) instalacyjne e) montażowe f) konwekcyjne	a) brak ciągłości b) przerwa izolacji c) zmniejszenie grubości izolacji d) brak izolacji e) niedbałe wykonawstwo



Rys. 1. Przykładowe miejsca występowania mostków cieplnych w obudowie budynku

Na rys.1 zostały przedstawione możliwe miejsca występowania mostków cieplnych w tradycyjnym budynku mieszkalnym. Każdy z mostków został opisany i przypisany do odpowiedniego rodzaju (ze względu na pochodzenie) w tab.2. Potencjalnymi miejscami występowania mostków cieplnych w budynku, które należy dokładnie sprawdzić są obszary łączące różne płaszczyzny (np. łączenia ścian, stropów, połączeń dachowych); miejsca montażu stolarki okiennej-drzwiowej (nadproża, ościeża oraz parapety); elementy przebijające warstwę izolacji termicznej (w szczególności płyty balkonowe oraz przebicia instalacyjne i montaż zewnętrznych

elementów budynku tj. maszty, gzymsy itp.) lub miejsca zmieniające strukturę materiałową przegrody (np. wzmocnienia w postaci słupków żelbetowych w ścianie kolankowej). Szeroki opis rodzajów mostków cieplnych można również znaleźć w literaturze [1,2,3].

Tablica 2. Opis mostka termicznego i jego rodzaj wraz z oznaczeniem z rys.1

1	2	3	4
LP	Miejsce występowania mostka cieplnego	Symbol z Rys.1	Rodzaj mostka
1	Połączenie ścian zewnętrznych (naroże wypukłe)	N1	geometryczny (L)
2	Połączenie ścian zewnętrznych (naroże wklęsłe)	N2	geometryczny (L)
3	Połączenie ściany zewnętrznej ze ścianą wewnętrzną	ŚW	geometryczny (L)
4	Połączenie ściany zewnętrznej ze stropodachem (wieniec żelbetowy)	SD	geometryczny (L)
5	Węzły konstrukcyjne łączące pomieszczenia ogrzewane z nieogrzewanymi (wewnątrz budynku i przy ścianie zewn.)	O-NW O-NZ	konstrukcyjny (L)
6	Połączenie ściany zewnętrznej z dachem (krokwie, belki, wieniec)	ŚZ-D	konstrukcyjny (L)
7	Kalenica, kosze w połąci dachowej	KD	konstrukcyjny (L)
8	Połączenie dachu ze ścianą szczytową	D-ŚŚ	konstrukcyjny (L)
9	Gzymsy ściennie, pilastry (elementy bezpośrednio łączone z warstwą nośną ściany)	G	konstrukcyjny (L)
10	Attyki, dachowe murki ognioochronne	A	konstrukcyjny (L)
11	Połączenie ściany zewnętrznej ze stropem (wieniec żelbetowy)	ŚZ-S	geometryczny (L)
12	Połączenie ściany zewnętrznej z podłogą na gruncie	PG	geometryczny (L)
13	Przebicie izolacji cieplnej podłogi na gruncie przez ściany nośne (ściany fundamentowe)	ŚF	konstrukcyjny (L)
14	Wzmocnienia konstrukcji ścian w postaci słupów stalowych lub żelbetowych	SŻ	strukturalny (L)
15	Wspornikowa płyta balkonowa	B	konstrukcyjny (L)
16	Nadproża / Ościeże / Parapety stolarki okiennieo-drzwiowej	NS/OS/PS	konstrukcyjny (L)
17	Połączenia kominów z połącią dachową	K	konstrukcyjny (L)
18	Przebicia instalacyjne (rury kanalizacyjne, wentylacyjne, wodociągowe, inst. elektrycznych)	INS	instalacyjny (L/P)
19	Mocowanie elementów dodatkowego wyposażenia do ściany zewnętrznej (z przebicciem izolacji cieplnej)	ED	montażowy (P)

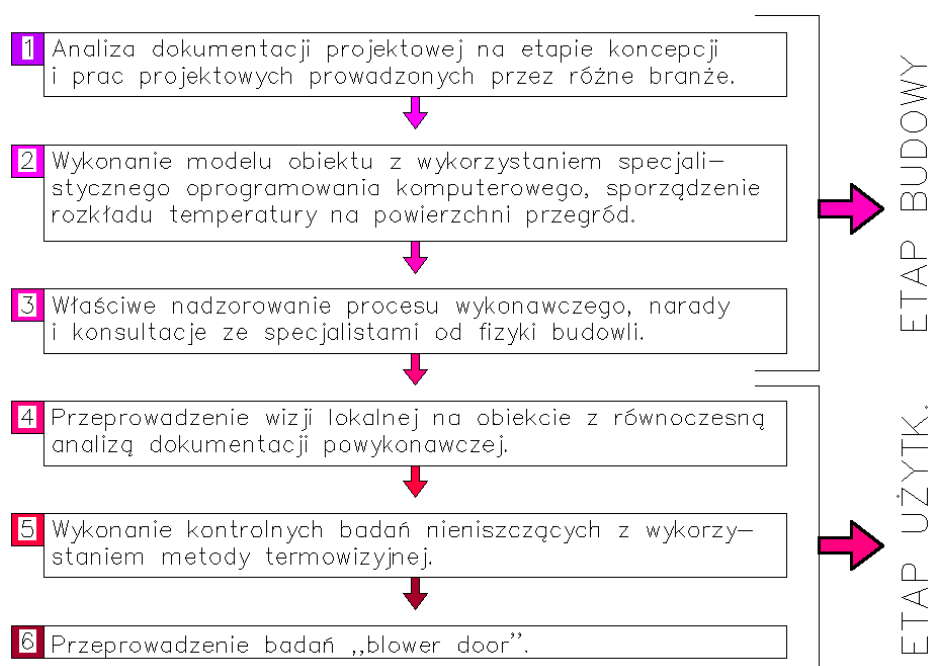
3. Sposoby wykrywania

Lokalizacja i likwidacja mostków termicznych jest istotnym elementem przy zmniejszaniu zapotrzebowania przez budynek na energię cieplną. Analizę wykrywania i eliminacji mostków

cieplnych należy wdrożyć już na etapie koncepcji i projektowania obiektu budowlanego. Jest to najszybszy i najtańszy sposób w zapobieganiu wystąpieniu potencjalnych miejsc ucieczki ciepła z budynku. Pomocne jest również wykonanie modelu budynku w programie komputerowym pozwalającym zasymulować przepływ ciepła przez przegrody z obliczeniem temperatury na ich powierzchniach, dzięki czemu szybko i czytelnie można wskazać miejsca mostków termicznych. Ważnym etapem jest również proces budowy obiektu, podczas którego osoby odpowiedzialne za wykonawstwo bezpośrednio mogą wskazywać miejsca ucieczki ciepła, które wynikają z niedbałości wykonanych prac izolacyjnych. W obiektach użytkowanych, lokalizację mostków termicznych można przeprowadzić za pomocą wizji lokalnej z równoczesną analizą dokumentacji powykonawczej. Jednakże najczęściej stosowaną i najlepszą metodą wykrywania miejsc ucieczki ciepła są badania termowizyjne.

Od niedawna do wykrywania konwekcyjnych mostków cieplnych (wynikających z nieszczelności i swobodnego przepływu powietrza między środowiskiem ogrzewanym a nieogrzewanym – spękania, niedokładny montaż stolarki itp.) stosuje się badanie *blowerdoor*, które polega na wymuszeniu różnicy ciśnień między wnętrzem budynku, a środowiskiem zewnętrznym, zabarwieniu powietrza uciekającego z budynku i obserwowaniu jego drogi ucieczki, która wskazuje wszelkie nieszczelności w budynku.

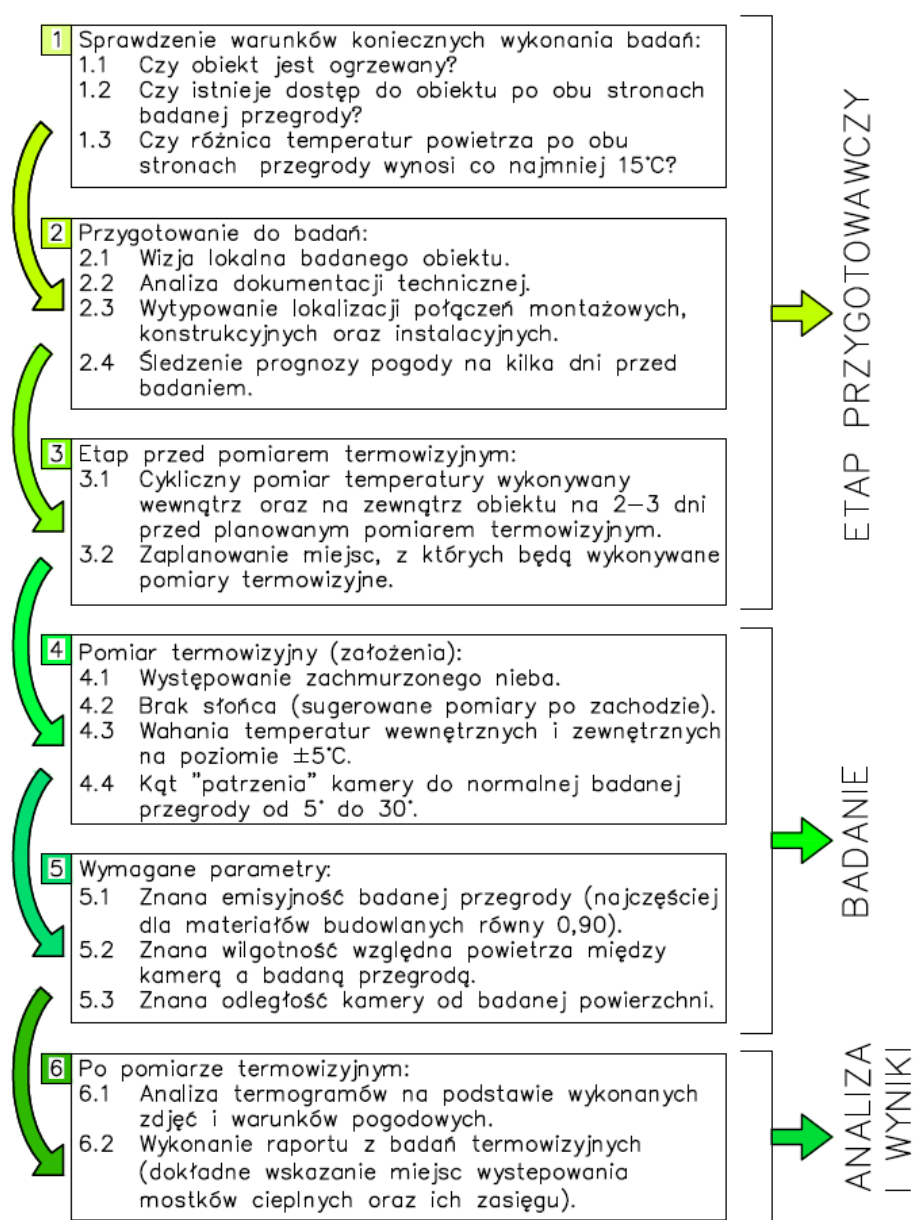
Opis możliwych metod lokalizacji mostków termicznych na etapie projektowania i użytkowania obiektów budowlanych przedstawiono na rys. 2. Najskuteczniejszą z nich jest badanie termowizyjne, które szerzej opisano w kolejnym punkcie.



Rys. 2. Możliwe metody lokalizacji mostków cieplnych w różnych etapach istnienia obiektu budowlanego

4. Metodyka pomiaru termowizyjnego przy detekcji mostków cieplnych

Badania termowizyjne przeprowadza się specjalną kamerą, która rejestruje promieniowanie ciepłe emitowane przez powierzchnię zewnętrzną obiektu i pokazuje rozkład pola temperatury na powierzchni badanej przegrody. Prawidłowe przeprowadzenie badań termowizyjnych, składa się z czterech etapów: przygotowania do badania (określenia rodzaju badanego elementu i obiektu oraz sprawdzenie warunków pogodowych przed badaniem), badania kamerą termowizyjną, analizy otrzymanych termogramów oraz analizy wyników. Najważniejszymi elementami są przygotowanie do badań oraz analiza termogramów. Szczegółowy zakres poszczególnych etapów metody badawczej przedstawiono na rys.3.

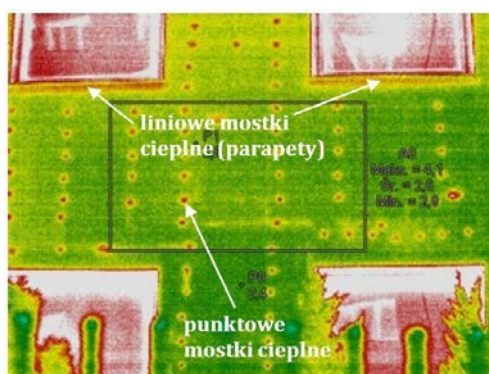


Rys. 3. Schemat prawidłowego procesu wykonania badań termowizyjnych

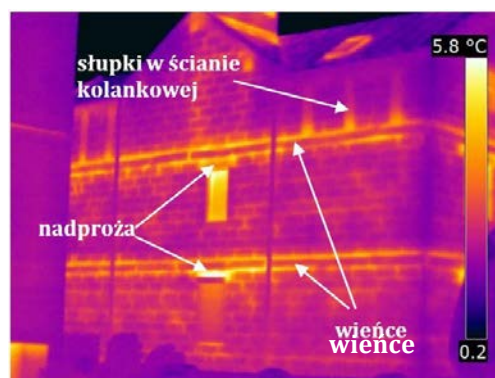
Szczególnie ważnym aspektem jest występowanie różnicy temperatur po obu stronach badanej przegrody na poziomie co najmniej 15°C, co w rzeczywistości wymaga, aby temperatura środowiska zewnętrznego wynosiła poniżej 5°C (przy prowadzeniu standardowych badań w obiektach mieszkalnych, gdzie pomieszczenia ogrzewane są do stałej temperatury około 20°C). Etap przygotowawczy dotyczy również obserwowania pogody na kilka dni przed badaniem. Małe wahania temperatury i duże zachmurzenie pozwala na wyeliminowanie dynamicznych zjawisk wymiany ciepła i wpływu ogrzewania słonecznego na dokonywane pomiary. Przy badaniu jak i analizie termogramów pomocne mogą być również opracowania budowlane dotyczące obiektu (dokumentacja projektowa, powykonawcza, ekspertyzy budowlane, zdjęcia z placu budowy), które pozwalają poznać strukturę geometryczno-materiałową badanego obiektu, co w konsekwencji przekłada się na dokładniejszą analizę termogramów i lokalizację występowania mostków cieplnych w badanym obiekcie. Oczywiście wymieniona dokumentacja nie jest niezbędna do przeprowadzenia badań termowizyjnych. Dokładną metodykę przeprowadzenia pomiaru termowizyjnego znaleźć można w literaturze [1].

5. Przykłady identyfikacji

Badania termowizyjne w przejrzysty sposób przedstawiają lokalizację mostków cieplnych na wykonanych termogramach. Niejednokrotnie na jednym zdjęciu w podczerwieni można dostrzec wiele różnorodnych mostków cieplnych.



Rys. 4. Zdjęcie termowizyjne punktowych i liniowych mostków cieplnych [4]

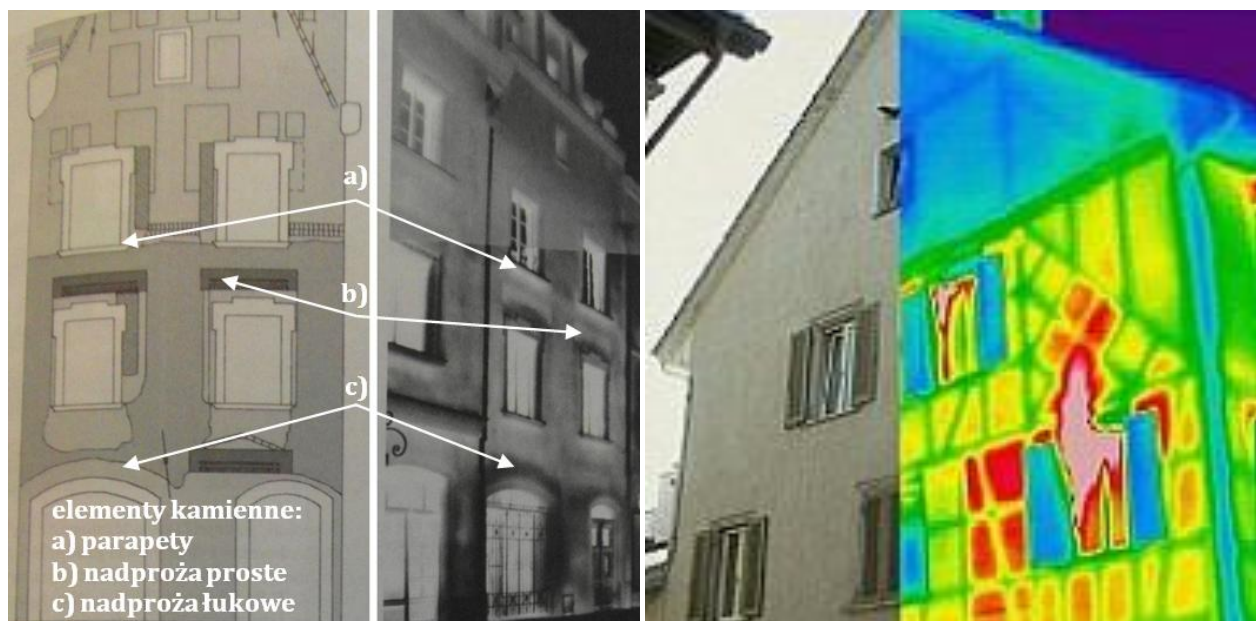


Rys.5. Zdjęcie termowizyjne liniowych mostków cieplnych (elementy żelbetowe) [5]

Na rys.4 dostrzec można miejsca występowania punktowych mostków cieplnych oraz liniowe mostki termiczne parapetowe. Standardowymi i często lokalizowanymi mostkami cieplnymi są również miejsca występowania wzmacniających elementów żelbetowych w ścianach

murowanych(wieńce, nadproża oraz słupki w ścianie kolankowej), które przedstawiono na rys.5. Ciekawe termogramy z badań termowizyjnych przedstawiono na rys.6. Po lewej stronie na termogramie widać mostki cieplne w miejscu występowania kamiennych elementów konstrukcyjnych

w murowanej ścianie zabytkowej kamienicy. Natomiast po prawej stronie rys.6 można dostrzec nie tylko identyfikację mostków cieplnych, ale również ukrytą technologię wznoszenia budynku, który został wzniesiony jako obiekt o konstrukcji szachulcowej, a podczas remontu całość zabytkowej przegrody została ukryta pod warstwą tynku.



Rys. 6. Mostki cieplne w miejscu występowania kamiennych elementów w murowanej ścianie kamienicy (po lewej) [6] oraz przykład identyfikacji ukrytej technologii wznoszenia obiektu (po prawej) [7]

6. Podsumowanie i wnioski

Lokalizacja mostków cieplnych w obiektach budowlanych jest bardzo ważnym zagadnieniem z uwagi na energooszczędność w budownictwie oraz zapewnienie optymalnych warunków środowiska wewnętrznego dla mieszkańców. Poprawna identyfikacja i lokalizacja mostków termicznych już na etapie projektowym umożliwi szybkie i efektywnie ich usunięcie jeszcze przed wybudowaniem obiektu. W przypadku użytkowanych obiektów budowlanych najszybszą i najczęściej stosowaną metodą do detekcji mostków cieplnych są badania termowizyjne. W przejrzysty i prosty sposób przedstawiają one miejsca występowania mostków cieplnych. Należy pamiętać jednak o podstawowych zasadach wykonywania takich badań i przeprowadzać je wg podanej metodyki badawczej. W dzisiejszych czasach, doświadczony inżynier musi potrafić

lokalizować potencjalne miejsca ucieczki ciepła z budynku, projektować detale i połączenia konstrukcyjne poprawnie, również pod względem energetycznym oraz posiadać podstawowe wiadomości z zakresu wykonywania badań termowizyjnych.

Literatura

- [1] Nowak H.: Zastosowanie badań termowizyjnych w budownictwie. Wrocław, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2012.
- [2] Polska Norma: PN-EN ISO 14683 Mostki cieplne w budynkach, liniowy współczynnik przenikania ciepła, metody uproszczone i wartości orientacyjne. Warszawa, PKN, 2008.
- [3] Dylla A.: Praktyczna fizyka cieplna budowli. Bydgoszcz, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego, 2009.
- [4] Źródło internetowe: www.swiadectwa-warszawa.pl
- [5] Źródło internetowe: www.badaniatermowizyjne.info
- [6] Vaclacik R.: Termovize jako nedestruktivni metoda stavebnehistorickehoprzkumu.*Svornik*. 4/2006, s. 195-202
- [7] Materiały szkoleniowo-informacyjne firmy Termocert.

IDENTIFICATION OF THERMAL BRIDGES IN THE BUILDING ENVELOPE

Summary

The paper upon the problem of the occurrence of thermal bridges in the housing thermal insulation of building envelope. The paper lists the types of thermal bridges, along with an indication of the fundamental place of occurrence. Describes the various ways to identify thermal bridges at different stages of the life cycle of the building and point the most effective method for the localization of their - infrared thermography. This study describes the methodology to conduct of measurement infrared thermography with looking thermal bridges in building envelope and shows examples of their occurrence in the real objects.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Henryk Nowak, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska.



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Zadanie współfinansowane ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego



badania nieniszczące, wytrzymałość stali, twardość Brinella

Piotr ORGANEK¹

NIENISZCZĄCE POMIARY TWARDOŚCI BRINELLA JAKO POŚREDNI SPOSÓB OCENY WYTRZYMAŁOŚCI STALI W KONSTRUKCJACH BUDOWLANYCH

Znane są dla stali konstrukcyjnych uogólnione zależności pozwalające na podstawie twardości Brinella szacować ich granicę plastyczności oraz wytrzymałość na rozciąganie. Stanowi to podstawę pośredniej metody oceny parametrów wytrzymałościowych stali z wykorzystaniem nieniszczących pomiarów twardości Brinella. W referacie omówiono praktyczne wykorzystanie metody pośredniej do oceny parametrów wytrzymałościowych stali w istniejących konstrukcjach budowlanych. Przedstawiono sposoby przeprowadzania nieniszczących pomiarów twardości oraz odczytu średnic odcisków. Referat zakończono zaleceniami i wnioskami praktycznymi.

1. Wprowadzenie

Otoczająca nas rzeczywistość ulega ciągłym przemianom. Nieustanny rozwój, wdrożenia nowych technologii i innowacji w zakładach produkcyjnych, wreszcie całe projekty rewitalizacji miast, powodują potrzebę wznoszenia nowych obiektów lub dostosowania już istniejących do nowego przeznaczenia (zwiększonych obciążeń, np. w związku ze zmianą technologii produkcji). Jednym z istotnych problemów, z jakim wówczas się spotykamy, jest konieczność wyznaczenia wytrzymałości stali, z której została wykonana eksploatowana konstrukcja budowlana. Praktyka inżynierska pokazuje, że często nie mamy wiarygodnych danych o zastosowanym gatunku stali, z powodu braku projektów wzniesionych obiektów budowlanych. Dotyczy to praktycznie wszystkich obiektów powstałych przed II Wojną Światową, a także większości współczesnych obiektów z powodu braku dbałości o wykonanie i przechowywanie projektów powykonawczych przez inwestorów. Są wówczas dwa sposoby określenia wytrzymałości stali: bezpośredni (poprzez badania niszczące odpowiednio dużej liczby próbek pobranych z konstrukcji) lub pośredni (poprzez badania twardości Brinella).

W praktyce inżynierskiej zazwyczaj nie da się wykorzystać sposobu bezpośredniego ze względu na brak możliwości pobrania z eksploatowanej konstrukcji wystarczającej liczby stosunkowo dużych kawałków kształtowników lub blach do wykonania próbek do badań

¹ Doktorant II roku Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

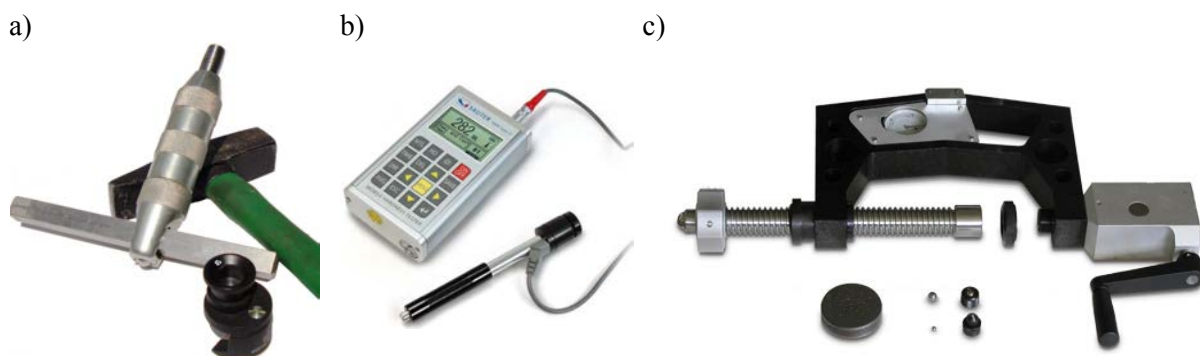
niszczących [1], których liczba nie może być mniejsza niż trzy, w odniesieniu do każdego z głównych elementów konstrukcyjnych. Dużo większe możliwości daje metoda pośrednia, w której wytrzymałość stali wyznacza się na podstawie pomiarów twardości Brinella [1].

Metodyka określania parametrów wytrzymałościowych stali konstrukcji budowlanych, w przypadku ograniczonej liczby próbek w zastosowaniu do badań zarówno bezpośrednich, jak i pośrednich została przedstawiona w artykule [2]. Zamieszczono tam również porównanie parametrów wytrzymałościowych otrzymanych obu sposobami.

Celem referatu jest przedstawienie praktycznego wykorzystania metody pośredniej do oceny parametrów wytrzymałościowych stali w istniejących konstrukcjach budowlanych.

2. Nieniszczące pomiary twardości Brinella

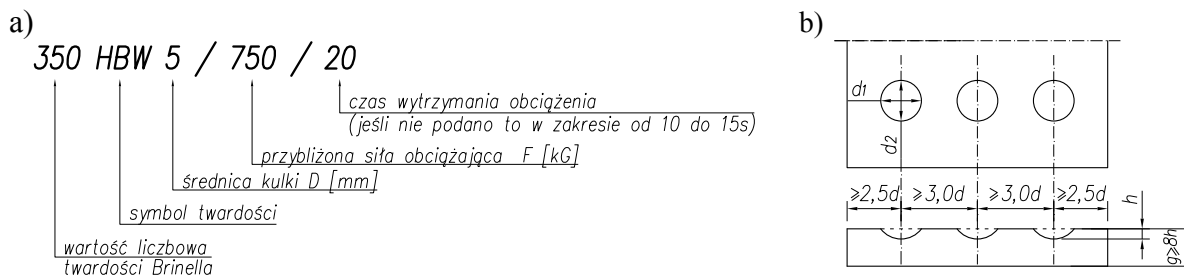
Nieniszczące pomiary twardości Brinella można przeprowadzać przy użyciu przenośnych twardościomierzy działających: dynamiczno-plastycznie (np. młotek huty Poldi – rys. 1a), dynamiczno-sprężysto (np. przyrząd Leeba – rys. 1b) oraz statycznie (np. przyrząd Brinella typu PZ-3 – rys. 1c).



Rys. 1. Przenośne twardościomierze: a) młotek huty Poldi, b) przyrząd Leeba, c) przyrząd Brinella PZ-3

Stosowanie twardościomierzy działających dynamiczno-plastycznie lub dynamiczno-sprężysto powoduje, że w przypadku badania elementów cienkościennych (a takie są zazwyczaj elementy konstrukcji) wyniki są obarczone błędami wskutek wpływu sprężystości ich cienkich ścianek i mogą prowadzić do błędnych wniosków. Dodatkowo przy użyciu twardościomierzy działających dynamiczno-sprężysto należy bardzo precyzyjnie przygotować powierzchnię badanego materiału przed wykonaniem pomiaru (nierówności zakłócają wynik pomiaru). Sposoby dynamiczne, ze względu na wiele czynników zewnętrznych na nie wpływających (np. różna wartość i różny kierunek siły obciążającej), dają wyniki mniej dokładne niż sposoby statyczne i w przeciwieństwie do sposobów statycznych nie są znormalizowane [3]. Dużo mniej zagrożeń

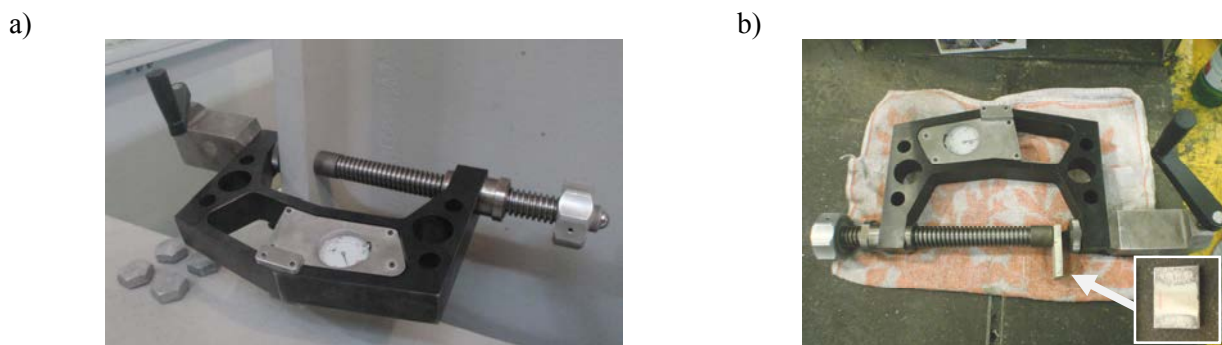
w odniesieniu do wyników pomiarów twardości zapewnia stosowanie twardościomierzy działających statycznie. Zasady i wytyczne dotyczące pomiarów twardości metali sposobem Brinella są określone w normie PN-EN ISO 6506-1÷2. Norma europejska wymaga stosowania jako węgelnika wyłącznie kulek z węglików spiekanych i stąd oznaczeniem twardości Brinella stał się symbol HBW (nie powinno się go mylić z oznaczeniami stosowanymi wcześniej HBS lub HB, gdy jako węgelnik stosowano kulki stalowe). Pełne oznaczenie twardości pokazano na rys. 2a.



Rys. 2. Normowe: a) oznaczenie twardości Brinella przy zastosowaniu kulki z węglików spiekanych, b) wymagania geometryczne rozmieszczenia odcisków oraz grubości próbki

Pomiary twardości powinny być przeprowadzane w temperaturze otoczenia w zakresie $10 \div 35^\circ\text{C}$. Norma PN-EN ISO 6506-1 dopuszcza stosowanie kulek z węglików spiekanych o średnicy $D = 1; 2,5; 5; 10$ mm oraz współczynnika siły obciążenia (współczynnik siła-średnica) $K = 1; 2,5; 5; 10; 15; 30$ N/mm². Wartość siły obciążającej F oraz średnica kulki D powinny być dobrane tak, aby średnica powstałego odcisku d mieściła się przedziale $0,24 D \div 0,6 D$. Aby pomiar był reprezentatywny dla jak największego obszaru próbki do badań, powinno się stosować możliwie największą średnicę kulki (jeśli tylko pozwala na to grubość badanego elementu). W praktyce do badania twardości Brinella elementów stalowych nie wykorzystuje się kulek o średnicy mniejszej niż 5 mm, przyjmując współczynnik siła-średnica $K = 30$ (tj. $F = 29,42$ kN dla kulki 10 mm lub $F = 7,355$ kN dla kulki 5 mm). Przyłożenie obciążenia powinno być zrealizowane w czasie $2 \div 8$ s, a wytrzymanie siły obciążającej $10 \div 15$ s. Po zdjęciu obciążenia powstały odcisk powinien znajdować się od sąsiedniego odcisku w odległości co najmniej $3d$, a od brzegu próbki w odległości $2,5d$ (rys. 3b). Średnia średnica odcisku \bar{d} jest średnią arytmetyczną dwóch średnic odcisku mierzonych w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach d_1 i d_2 .

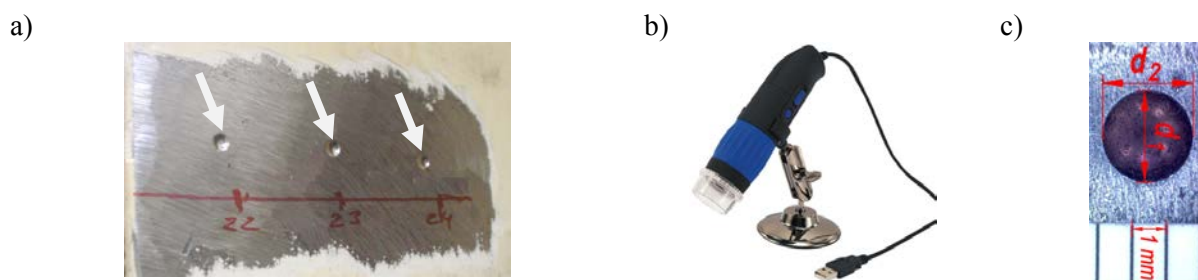
Pomiary twardości Brinella mogą być przeprowadzone bezpośrednio na istniejących elementach konstrukcyjnych (w sposób nieniszczący – rys. 3a) lub na niedużych próbkach stali pobranych z konstrukcji (rys. 3b lub na stacjonarnym twardościomierzu), które można następnie wykorzystać jako próbki do badań składu chemicznego.



Rys. 3. Pomiar twardości Brinella: a) bezpośrednio na elemencie konstrukcyjnym, b) na pobranej próbce

Przed wykonaniem pomiaru twardości powierzchnia powinna być oczyszczona do czystego materiału z powłok malarskich lub warstwy tlenków i zanieczyszczeń oraz odłuszczona (rys. 3a). Ręczna próba czyszczenia zabezpieczonej antykorozyjnie powierzchni jest nieefektywna i bardzo czasochłonna. Oczyszczenie powierzchni należy wykonywać mechanicznie z wykorzystaniem ogólnie dostępnych na rynku ściernic. Ma to na celu ułatwienie dokładnego wyznaczenia średnicy powstałego odcisku. Przygotowanie badanej powierzchni w żaden sposób nie powinno wywołać zmian struktury materiału np. umocnienia przez zgmiot (wskutek uderzenia młotkiem) czy przez zbytne nagrzanie (wskutek stosowania opalarek).

Twardość Brinella HBW w każdym punkcie pomiarowym obliczana jest na podstawie dwóch prostopadłych średnic odcisku otrzymanego na oczyszczonej powierzchni badanego elementu (rys. 4a). W celu zapewnienia dokładnego i konsekwentnego odczytu średnic odcisków Brinella, tradycyjną lupkę pomiarową zastąpiono cyfrowym mikroskopem (rys. 4b) umożliwiającym rejestrację obrazu odcisku na komputerze (rys. 4c).



Rys. 4. a) Oczyszczona powierzchnia badanego elementu z widocznymi odciskami, b) mikroskop pomiarowy oraz c) zdjęcie odcisku z podziałką

3. Pośredni sposób szacowania parametrów wytrzymałościowych

Stale konstrukcyjne wykorzystywane w budownictwie to głównie stale w stanie surowym lub normalizowanym. Dla takich stali można podać uogólnioną liniową relację między twardością Brinella a wytrzymałością (1), tj.: granicą plastyczności R_e i wytrzymałością na rozciąganie R_m .

$$R_i = a_i \cdot HBW_0 \quad \text{przy} \quad i = e, m, \quad (1)$$

gdzie:

a_i – współczynnik zależny od gatunku stali,

$i = e, m$ – odpowiednio dla granicy plastyczności i wytrzymałości na rozciąganie,

HBW_0 – twardość Brinella badana na próbce nieobciążonej.

Zależność (1) pozwala ocenić z wystarczającą do celów praktycznych dokładnością parametry wytrzymałości stali na podstawie nieniszczących pomiarów twardości [1, 2, 4÷6].

Przeprowadzone badania [4, 5] wykazały, że na wyniki pomiarów twardości Brinella ma wpływ wyężenie badanego materiału naprężeniami normalnymi σ (ściskanie - twardość zawyżona, rozciąganie – zaniżona, w porównaniu z twardością próbek nieobciążonych). Jest to ważne w przypadku wykonywania nieniszczących pomiarów twardości bezpośrednio na elementach konstrukcyjnych, w których wyężenie jest efektem obciążenia. Należy więc pamiętać, że wyników pomiarów twardości HBW wykonywanych na próbkach obciążonych nie można bezpośrednio zastosować w zależności (1) i konieczne jest w tym przypadku przeliczenie ich na twardość próbek nieobciążonych HBW_0 . W pracach [5÷7] można znaleźć wyprowadzone formuły umożliwiające przeliczanie HBW na HBW_0 oraz bezpośrednie zależności między parametrami wytrzymałościowymi R_e i R_m stali a twardością Brinella HBW pomierzoną w sposób nieniszczący na obciążonych elementach konstrukcji. Wartości współczynników a_i (tablica 1) dla różnych gatunków stali: S235 (St3SX, St3SY, St3S), S355 (18G2, 18G2A), S355W (10HA) oraz stali historycznej z początku XX wieku zostały szerzej przedstawione w [2].

Tablica 1. Wartości współczynników a_i relacji (1) dla różnych gatunków stali [2]

Stal		Współczynniki	
		a_e	a_m
St3SX, St3SY, St3S	(S235)	2,3	3,3
10HA	(S355W)	2,2	3,2
18G2	(S355)	2,4	3,1
Stal z początku XX w.		2,3	3,2

Wykonując nieniszczące pomiary twardości na elementach istniejącej konstrukcji budowlanej, zaleca się aby miejsca pomiarów twardości zlokalizować w strefach możliwie jak najmniej wyężonych, tak aby efekt wyężenia można było pominąć w dalszych rozważaniach (nie zawsze jest to możliwe).

Chcąc ocenić gatunek oraz parametry wytrzymałościowe stali określonego rodzaju elementów konstrukcyjnych, w pierwszym kroku należy wybrać losowo z ich grupy co najmniej 3 elementy, na

których zostaną przeprowadzone pomiary twardości Brinella (przy czym liczba pomiarów na każdym elemencie nie powinna wynosić mniej niż 10). Po przeprowadzeniu pomiarów twardości Brinella przenośnym twardościomierzem PZ-3 i odczytaniu średnic otrzymanych odcisków, oblicza się ze wzoru (2) twardość Brinella dla poszczególnych punktów pomiarowych.

$$HBW = \frac{0,204 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot (D - \sqrt{D^2 - d^2})}, \quad (2)$$

gdzie:

F – siła działająca na kulkę,

D – średnica kulki,

d – średnia arytmetyczna średnic d_1 i d_2 mierzonych w dwóch prostopadłych kierunkach otrzymanego odcisku.

W następnym kroku oblicza się podstawowe statystyki opisowe dla wszystkich pomiarów twardości: wartość średnią oraz odchylenie standardowe, wg poniższych wzorów:

– wartość średnia:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i, \quad (3)$$

– odchylenie standardowe:

$$s_x = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)}}, \quad (4)$$

gdzie:

n – liczebność próby (ilość pomiarów twardości),

x_i – i -ty wynik badania próbki (i -ta obserwacja),

\bar{x} – wartość średnia z próby.

Kolejnym krokiem jest wyznaczenie minimalnej liczbowej wartości twardości HBW_{min} badanej grupy elementów konstrukcyjnych zgodnie z poniższym wzorem:

$$HBW_{min} = \overline{HBW} - k_n \cdot s_{HBW}, \quad (5)$$

gdzie:

\overline{HBW} – wartość średnia (oczekiwana) twardości badanej stali,

s_{HBW} – empiryczne odchylenie standardowe twardości badanego materiału,

k_n – wskaźnik tolerancji dla ograniczonej liczby n prób.

Do celów praktycznych stosowany jest wskaźnik tolerancji k_n (zależny od liczby prób) wyznaczany z zależności (6) przy założeniu rozkładu normalnego otrzymywanych wyników pomiaru twardości, poziomu istotności $\alpha=0,05$ oraz wadliwości jak dla wartości obliczeniowych $\omega=0,135\%$. Odpowiada to globalnemu wskaźnikowi tolerancji $k_\infty = 3,0$ [2].

$$k_n = k_\infty \left(1 + \frac{1,163}{\sqrt{n}} + \frac{1,961}{n} \right), \quad (6)$$

gdzie:

n – liczba pomiarów twardości.

Następnie korzystając z HBW_{min} szacuje się minimalną granicę plastyczności $R_{e,min}$ oraz minimalną wytrzymałość na rozciąganie stali $R_{m,min}$ z zależności (7). Na tym etapie należy dodatkowo przeprowadzić badania składu chemicznego stali dla określonej grupy elementów konstrukcyjnych. Badania składu chemicznego można przeprowadzić np. metodą optycznej spektrometrii emisyjnej na próbce (o wymiarach min. 25 mm × 25 mm) pobranej z elementu konstrukcyjnego. Na podstawie znajomości składu chemicznego stali można wstępnie ocenić z jakim gatunkiem stali mamy do czynienia i przyjąć odpowiednie współczynniki a_i .

$$R_{i,min} = a_i \cdot HBW_{min}, \text{ przy } i = e, m, \quad (7)$$

gdzie:

$i = e, m$ – odpowiednio: dla granicy plastyczności i wytrzymałości na rozciąganie,

a_i – współczynnik zależny od rodzaju i gatunku stali,

HBW_{min} – minimalna twardość Brinella badanej stali.

W ostatnim kroku weryfikuje się czy otrzymane w ten sposób minimalne wartości parametrów wytrzymałościowych znajdują się w normowym zakresie wytrzymałości dla przyjętego gatunku stali. Jeśli tak, to przyjęty gatunek stali uznaje się za wynik oceny. W przeciwnym razie przyjmuje się inny gatunek stali, którego skład chemiczny jest zbliżony do tego określonego w badaniu, przyjmuje odpowiednie współczynniki a_i i ponawia weryfikację.

4. Podsumowanie

Omówiony pośredni sposób wyznaczania obliczeniowej granicy plastyczności i wytrzymałości stali na rozciąganie, poprzez nieniszczące pomiary jej twardości Brinella, należy uznać za godny polecenia w przypadku braku możliwości dokonania tego w sposób bezpośredni.

W odróżnieniu od sposobu bezpośredniego, badania twardości stali można przeprowadzać na istniejącej konstrukcji w sposób nieniszczący, co umożliwia pozyskanie dowolnej liczby wyników i jest korzystne w przypadku ich obróbki statystycznej. Prowadząc jednak nieniszczące badania twardości na eksploatowanej konstrukcji należy pamiętać o takich czynnikach jak wyężenie elementów konstrukcyjnych [1] i odkształcalność ich cienkich ścianek oraz odpowiednim przygotowaniu powierzchni badanego materiału, ponieważ wpływają one na wyniki pomiaru twardości. Podczas pomiaru twardości Brinella należy stosować przy tym twardościomierze działające statycznie z kulką o średnicy nie mniejszej niż 5 mm.

Wykorzystując sposób pośredniego szacowania parametrów wytrzymałościowych stali dawnych powinno się bazować na co najmniej kilkudziesięciu pomiarach twardości oraz obowiązkowo rozszerzyć analizy o badania składu chemicznego.

Literatura

- [1] Gosowski B., Kubica E.: *Badania laboratoryjne konstrukcji metalowych*. Wydanie IV zaktualizowane i rozszerzone. Wrocław: Oficyna Wydawnicza PWR, 2012.
- [2] Gosowski B., Organek P., Redeki M.: Bezpośrednie i pośrednie wyznaczanie wytrzymałości obliczeniowej stali zastosowanej w konstrukcjach budowlanych. *Materiały Budowlane 2014*, nr 3, str. 56-59.
- [3] Błazewski S., Mikoszewski J.: *Pomiary twardości metali*. Warszawa: WNT, 1981.
- [4] Gosowski B., Dudkiewicz J.: Hardness of longitudinally-loaded steel elements and its relationship to strength. *Archives of Civil Engineering*, 1997, Vol. 43, No. 1, pp. 23-36.
- [5] Dudkiewicz J., Gosowski B.: Generalizations of relations between strength and hardness of steel in structural elements under longitudinal load. *Archives of Civil Engineering*, 2004, Vol. 50, No. 1, pp. 45-67.
- [6] Dudkiewicz J., Gosowski B.: Wykorzystanie nieniszczących badań twardości do oceny wytrzymałości stali w konstrukcjach budowlanych. *Inżynieria i Budownictwo 2006*, nr 1, str. 48-52.

NON-DESTRUCTIVE MEASUREMENTS OF BRINELL HARDNESS AS AN INDIRECT METHOD OF ASSESSING THE STRENGTH OF STEEL

Summary

For structural steel are known generalized relationships based on Brinell hardness which allow to estimate the yield and tensile strength. It is the base of indirect method of assessing the strength parameters of steel using a non-destructive measurements of Brinell hardness. The paper discusses the practical use of this method in existing building structures. Methods for non-destructive measurement of hardness and a method of reading the diameters of imprints were introduced. Finally, conclusions and practical recommendations were presented.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Bronisław Gosowski, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Zadanie współfinansowane ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego

przegrzewanie budynków, wskaźniki PPD i PMV

Anna PESZEK¹
Paweł NOSZCZYK²

WPLYW WŁAŚCIWOŚCI RADIACYJNYCH OKIEN NA KOMFORT CIEPLNY W BUDYNKU ENERGOOSZCZĘDNYM

W pracy przeanalizowano wpływ współczynnika przepuszczalności całkowitej energii promieniowania słonecznego szyb na temperaturę powietrza wewnętrznego oraz wskaźniki komfortu cieplnego w mieszkaniu budynku wielorodzinnego. Analizę przeprowadzono w programie DesignBuilder dla tygodniowego okresu o najwyższych temperaturach zewnętrznych dla danych pogodowych Wrocławia.

1. Wprowadzenie

Elementy przeszklone mają znaczny wpływ zarówno na zużycie energii w budynku, jak i na kształtowanie się warunków mikroklimatu wewnętrznego. Przekłada się to na trudności zapewnienia komfortu cieplnego użytkownikom danej przestrzeni. Pojawiająca się tendencja do analizowania budynku przede wszystkim pod względem ograniczenia zużycia energii na cele grzewcze, wiąże się z takim doбором parametrów zestawów szybowych i powierzchni oszklenia aby w sposób efektywny pozyskiwać energię słoneczną w okresie zimowym. Jednocześnie nie uwzględnia się wpływu danych przeszkleń na temperaturę w budynku w okresie letnim. Znaczne zyski słoneczne w tym czasie powodują powstawanie w pomieszczeniach temperatur wykraczających poza granice komfortu cieplnego.

Na problem przegrzewania się pomieszczeń narażone są szczególnie budynki energooszczędne ze względu na utrudnione odprowadzanie nadmiernego ciepła do środowiska zewnętrznego. Jest to spowodowane wysoką szczelnością przegród i ich dobrą izolacyjnością cieplną, a także niewłaściwą eksploatacją lub za niską wydajnością systemu wentylacji. W celu ograniczenia ryzyka przegrzewania się budynków konieczne jest przeanalizowanie wpływu przeszkleń na warunki komfortu cieplnego w czasie letnim, a także stosowanie rozwiązań takich jak zewnętrzne systemy zacięcia oraz wydajne systemy wentylacyjne.

¹ Doktorantka Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej,

² Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

2. Właściwości radiacyjne zestawów szybowych

Parametry radiacyjne zestawów szybowych związane są z wymianą energii poprzez promieniowanie. Mają one wpływ na wartość pozyskiwanych zysków słonecznych, a więc na bilans cieplny budynku, a także na parametry mikroklimatu wewnątrz, czy też komfort wizualny. Podczas analizy powierzchni przeszklonych należy więc zwrócić uwagę zarówno na straty ciepła w okresie grzewczym oraz możliwość ograniczenia zysków słonecznych w okresie wysokich temperatur zewnętrznych, jak i uwzględnić możliwość wykorzystania światła dziennego do oświetlania pomieszczeń.

Ilość promieniowania słonecznego docierającego do budynku uzależniona jest od pór roku. Wg[1]na okres grzewczy (październik - marzec) przypada jedynie 20% rocznej sumy napromieniowania. Pozostałe 80% dociera do powierzchni w okresie letnim, stąd przegrody przeszklone przekazują znaczne ilości energii słonecznej do budynków w czasie, gdy zyski energetyczne nie są korzystne i często prowadzą do powstawania zbyt wysokich temperatur we wnętrzach.

Do podstawowych właściwości radiacyjnych szyb zalicza się transmisyjność (stosunek promieniowania przepuszczonego do całkowitego), refleksyjność (dotyczącą promieniowania odbitego) oraz absorpcyjność (związaną z energią pochłoniętą)[2]. Właściwości te opisywane są przez szereg współczynników, z których najważniejsze znaczenie w analizie możliwości pozyskiwania energii słonecznej ma współczynnik przepuszczalności całkowitej energii promieniowania słonecznego g . Określa on część przepuszczonego promieniowania z uwzględnieniem promieniowania zaabsorbowanego i wypromieniowanego do pomieszczenia. Współczynnik nieuwzględniający części zaabsorbowanej nazywany jest współczynnikiem przepuszczalności bezpośredniej energii promieniowania słonecznego i oznaczany jest jako τ_e lub DST. Część promieniowania z zakresu widzialnego opisywana jest za pomocą współczynnika przepuszczalności światła dziennego LT.

Możliwe jest modyfikowanie charakterystyk radiacyjnych m.in. poprzez stosowanie powłok selektywnych i barwienie w masie. Uzyskane w ten sposób oszklenie określane jest jako spektralnie selektywne. Zmiany we właściwościach radiacyjnych polegają na przepuszczaniu bądź odbiciu promieniowania słonecznego w zależności od długości jego fali. Zestaw szybowy może się więc charakteryzować zdolnością do odbijania promieniowania cieplnego (część podczerwona promieniowania słonecznego), co pozwala ograniczyć zyski słoneczne, przy jednoczesnej wysokiej przepuszczalności światła w zakresie widzialnym[2].

3. Komfort cieplny

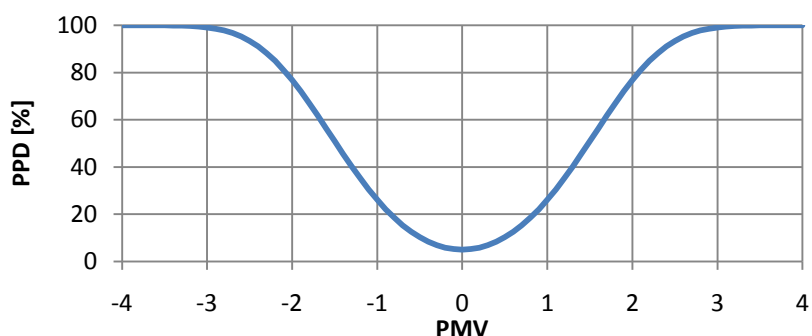
Ze względu na przeważającą część czasu jaką człowiek spędza w budynkach konieczne jest zapewnienie odpowiednich parametrów środowiska wewnętrznego. Wśród czynników mających znaczenie w ocenie mikrośrodowiska pomieszczeń zamkniętych najważniejsze są warunki termiczne [3]. Za wysoka lub za niska temperatura negatywnie wpływa nie tylko na odczucia braku komfortu cieplnego, ale także przekłada się na efektywność pracy w danych warunkach, co jest szczególnie istotne w budynkach biurowych. Unikanie zbyt wysokich temperatur powietrza w okresie letnim może przyczynić się do uzyskania wymiernych zysków poprzez niedopuszczenie do zmniejszenia wydajności pracowników [4].

Komfort cieplny jest stanem zadowolenia ze środowiska cieplnego, w którym przebywa człowiek [1]. Stan komfortu zależy od zewnętrznych warunków fizycznych, jak i czynników osobowych danego człowieka. Do czynników zewnętrznych zalicza się temperaturę, wilgotność względną i prędkość przepływu powietrza, a także temperaturę promieniowania powierzchni otaczających człowieka. Wśród zmiennych indywidualnych wyróżnia się wartość izolacyjności cieplnej odzieży oraz poziom aktywności fizycznej [5]. Ocena stanu komfortu opiera się na skali odczuć cieplnych ASHRAE:

– gorąco	+3,
– ciepło	+2,
– lekko ciepło	+1,
– neutralnie	0,
– lekko chłodno	-1,
– chłodno	-2,
– zimno	-3.

Do opisu komfortu cieplnego wykorzystuje się wskaźnik przewidywanej średniej oceny komfortu PMV (ang. Predicted Mean Vote) oraz wskaźnik przewidywany procent osób niezadowolonych PPD (ang. Predicted Percentage of Dissatisfied), które oparte są na równaniu bilansu cieplnego człowieka i otaczającego go środowiska [5]. Wartość wskaźnika PMV oblicza się zgodnie z normą [6], natomiast zależność między PPD a PMV wyraża się wzorem (1) oraz została przedstawiona na (rys.1).

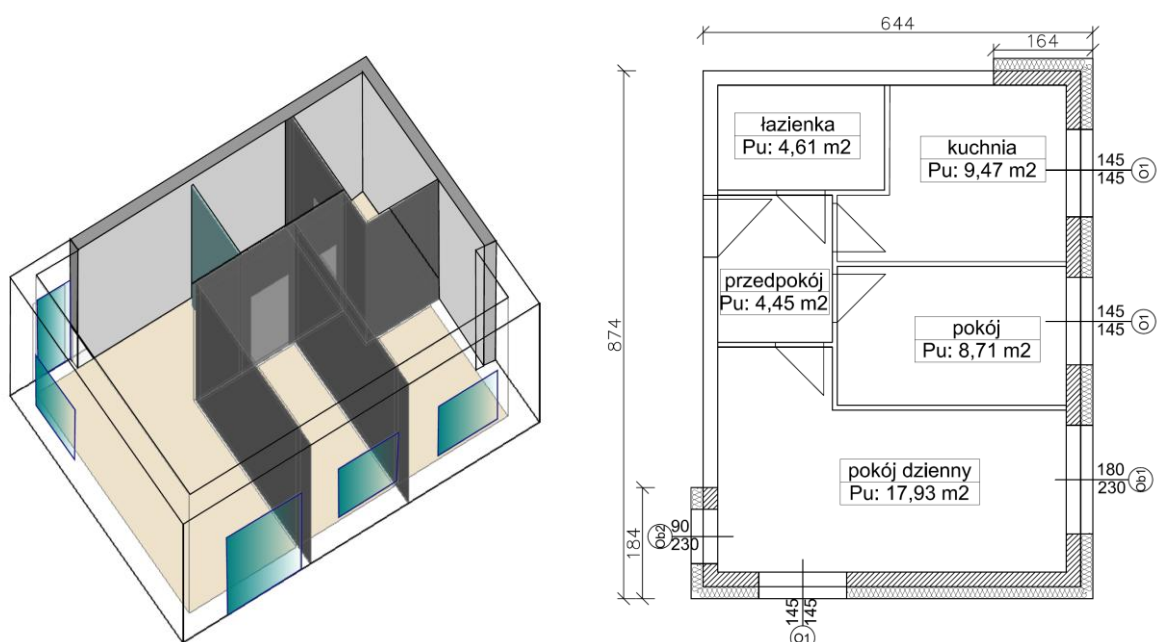
$$PPD = 100 - 95 \cdot \exp(-0,03353 \cdot PMV^4 - 0,2179 \cdot PMV^2) \quad (1)$$



Rys. 1. Zależność pomiędzy PPD a PMV

4. Przeprowadzone symulacje

W programie DesignBuilder wykonano model mieszkania narożnego będącego częścią budynku wielorodzinnego. Rozkład pomieszczeń oraz wymiary modelu pokazano na (rys.2). Kolorem jasno szarym oznaczono ściany działowe międzymieszkaniowe, które zamodelowano jako adiabatyczne. Brak wymiany ciepła przez te przegrody pozwolił na wyeliminowanie ich wpływu na kształtowanie się temperatury wewnętrznej. Założono lokalizację budynku we Wrocławiu. Obliczenia przeprowadzono dla najcieplejszego tygodnia roku.



Rys. 2. Model oraz rzut mieszkania

Ściany zewnętrzne przyjęto jako wykonane z gazobetonu gr. 24cm i warstwy styropianu gr. 12cm oraz tynku zewnętrznego silikatowego (1cm) i wewnętrznego gipsowego (1cm) o współczynniku przenikania ciepła $U=0,198\text{W/m}^2\text{K}$. Ściany wewnętrzne nienośne oraz między mieszkaniowe przyjęto jako wykonane z cegły silikatowej gr. 8 i 24cm. Stropy wewnętrzne

założono jako żelbetowe (gr. 20cm) z warstwami wykończenia.

Pozostałe założenia do obliczeń:

- wentylacja mechaniczna o nawiewie $100\text{m}^3/\text{h}$,
- szczelność budynku $n_{50}=1,0$ 1/h,
- zyski ciepła $q_{int}=4\text{W}/\text{m}^2\text{K}$,
- izolacyjność cieplna odzieży 0,5clo,
- poziom aktywności fizycznej 1met (pozycja nieruchoma, zrelaksowana).

Symulacje przeprowadzono dla trzech zestawów szybowych oraz dla dwóch orientacji modelu (fasadą najbardziej przeszkloną na północ i południe) uzyskując 6 wariantów (tab. 1).

Tablica 1. Zestawienie wariantów

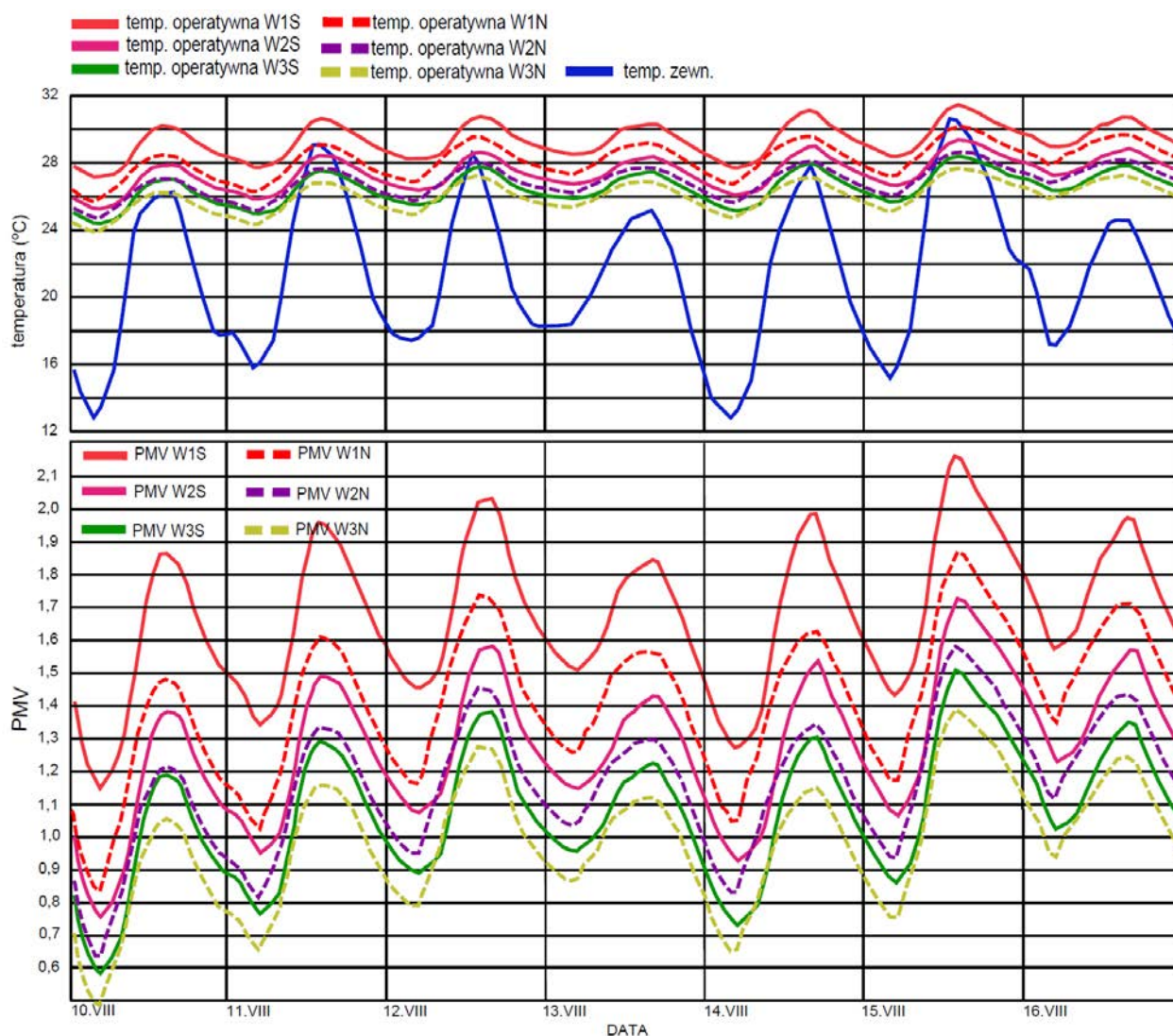
oznaczenie	g	U_w [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}$]	Orientacja
W1S	0,63	1,27	S
W1N			N
W2S	0,49	0,97	S
W2N			N
W3S	0,37	1,27	S
W3N			N

5. Wyniki obliczeń

Na (rys.3) przedstawiono wskaźniki *PMV* i temperaturę operatywną w pomieszczeniu o najwyższej temperaturze wewnętrznej (pokój dzienny). W okresie letnim wysokość temperatury wewnętrznej w znacznym stopniu zależy od ilości zysków słonecznych. Wartość części promieniowania słonecznego, które dostaje się do budynku zależy jednocześnie od współczynnika *g* oraz orientacji przeszkleń względem stron świata. Najwyższe temperatury wystąpiły w wariantcie W1S, czyli dla najwyższej rozpatrywanej wartości współczynnika *g* i orientacji południowej. Dla tego przypadku wartości wskaźnika *PMV* zawierały się w zakresie od 1,15 do 2,15, co pozwala na określenie warunków pomiędzy lekko ciepło a gorąco. Zastosowanie zestawu szybowego o niższym współczynniku *g* pozwala na ograniczenie temperatury operatywnej o około 2°C dla $g=0,49$ i 3°C dla $g=0,37$.

Dla wariantów zorientowanych w kierunku północnym zaobserwowano niższe temperatury w porównaniu z orientacją południową. Różnice w temperaturze operatywnej dla wariantów o równym *g* lecz innej orientacji wynoszą około 1°C . Tak niewielkie różnice mimo znacznych dysproporcji w wielkości promieniowania słonecznego wynikają m.in. z wpływu pozostałych przeszkleń - w tym drzwi balkonowych skierowanych w kierunku przeciwnym do rozpatrywanego.

Wraz ze spadkiem temperatury zmniejsza się także zakres wahań PMV i jego wartości. W najbardziej korzystnym pod tym względem wariantcie W3N PMV mieści się w zakresie od 0,5 do 1,3. Warunki panujące we wnętrzu można więc określić pomiędzy neutralnie, lekko ciepło, a momentami ciepło. Zgodnie z normą[7] wskaźnik PMV dla wymagań umiarkowanych dla budynków istniejących powinien mieścić się w zakresie od +0,7 do -0,7. Wymagania te nie są spełnione dla rozpatrywanego zakresu czasowego w żadnym wariantcie.



Rys. 3. Wykres temperatury operatywnej i wskaźnika PMV dla przeprowadzonych symulacji

6. Podsumowanie

W celu zapewnienia komfortu cieplnego w budynkach niewyposażonych w system chłodzenia należy zwrócić szczególną uwagę na dobór zestawów szybowych pod kątem współczynnika g . Analizowane warianty oszklenia widocznie wpływały na temperaturę

wewnętrzna. Dobór zestawu szybowego o niskim g może spowodować obniżenie temperatury o kilka stopni w stosunku do wariantów o wysokiej wartości tego współczynnika, co korzystnie przekładała się na komfort przebywania w pomieszczeniu.

W budownictwie wielorodzinnym dominującą rolę odgrywa okres grzewczy, przez co korzystne ze względów energetycznych jest przyjmowanie przeszkleń o wysokiej wartości współczynnika g . Jednak przy uwzględnieniu możliwości zapewnienia w pomieszczeniach warunków komfortu cieplnego preferowane są zestawy szybowe o niskich wartościach g . Ochrona przed przegrzewaniem się pomieszczeń może być także zapewniona przez stosowanie zewnętrznych elementów zacieniających.

Powierzchnie przeszklone w budynkach oddziałują jednocześnie w sposób korzystny i niekorzystny. Z jednej strony znaczne przeszklenia o wysokim współczynniku g mogą w istotny sposób poprawić bilans cieplny budynku, a z drugiej strony ujemnie wpływają na mikroklimat pomieszczeń w okresie letnim. Nie należy także zapominać o istotnej roli jaką przeszklenia pełnią dla zapewnienia komfortu wizualnego i łączności ze światem zewnętrznym. Konieczne jest więc uwzględnienie wielu czynników i wybór optymalnego rozwiązania dla danych warunków klimatycznych i profilu użytkowania budynku.

Literatura

- [1] Klemm P. i in. Budownictwo ogólne. Tom 2. Fizyka budowli. Warszawa, Arkady, 2009.
- [2] Nowak Ł., Nowak H.: Możliwości wykorzystania w budynkach szyb spektralnie selektywnych w pasywnych systemach słonecznych. *Okno*. R. 11, nr 2, s.104-106.
- [3] Frontczak M., Wargocki P.: Literature survey on how different factors influence human comfort in indoor environments. *Building and Environment*. 2011, Vol. 46, s. 922-937.
- [4] Lan L., Wargocki P., Lian L.: Optymalne pod względem cieplnym środowisko podnosi wydajność pracowników biurowych. *Energia i Budynek*. 2012, Vol. 61, No. 6, s. 16-20.
- [5] Fanger P. O.: Komfort cieplny. Warszawa, Arkady, 1974.
- [6] PN-EN ISO 7730:2006 Ergonomia środowiska termicznego. Analityczne wyznaczenie i interpretacja komfortu termicznego z zastosowaniem obliczania wskaźników PMV i PPD oraz kryteriów miejscowego komfortu termicznego.
- [7] PN-EN 15251:2012 Parametry wejściowe środowiska wewnętrznego dotyczące projektowania i oceny charakterystyki energetycznej budynków, obejmujące jakość powietrza wewnętrznego, środowisko cieplne, oświetlenie i akustykę.

THE IMPACT OF GLAZING RADIATIVE CHARACTERISTICS ON THERMAL COMFORT IN A LOW-ENERGY BUILDING

Summary

The paper presents analysis of the impact of solar heat gain coefficient on indoor air temperature and thermal comfort indicators in an apartment in a multi-family building. The analysis was carried out in the DesignBuilder software for summer hottest week for Wrocław weather data.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Henryk Nowak, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska.

*strop, płyta, słup, belka, połączenie*Łukasz RADZIK¹

USTROJE PŁYTOWO-SŁUPOWE W REJONIE SŁUPÓW SKRAJNYCH. WPŁYW BELKI KRAWĘDZIOWEJ

Niniejszy referat dotyczy rozwiązań konstrukcyjnych połączenia płyty ze skrajnym słupem w ustrojach płytowo-słupowych. Porównane zostaje połączenie w którym występuje belka krawędziowa z połączeniem bez owej belki. Omówiono zachowanie się owych połączeń pod względem sztywności, oraz nośności, oraz zwrócono uwagę na pewne detale związane z analizą MES owego połączenia.

1. Wprowadzenie

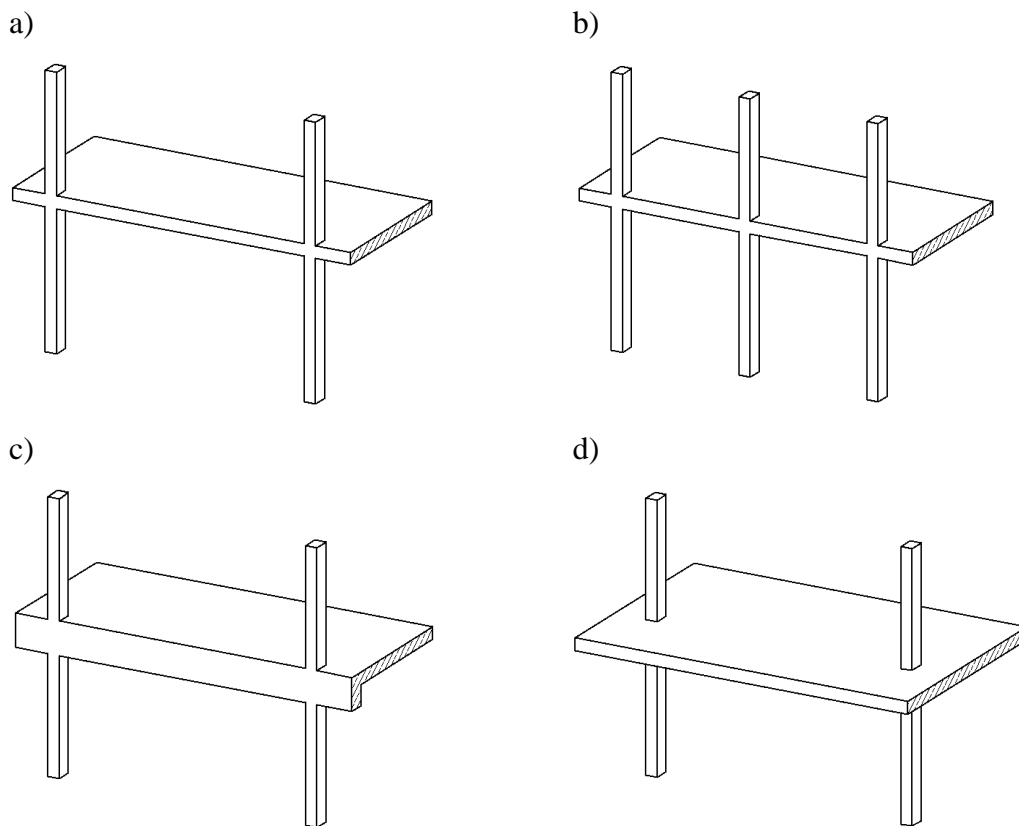
Stropy płytowo-słupowe poprzez posiadanie wielu zalet w stosunku do układów płytowo-belkowych stają się coraz bardziej popularne. Awarie oraz katastrofy owych konstrukcji w przeszłości pokazały jak ważne jest właściwe zaprojektowanie połączenia słupa z płytą. Szczególnie newralgiczne w tej kwestii wydaje się być połączenie w linii skrajnych słupów. Coraz większe wymagania w kwestii tempa wznoszenia konstrukcji faworyzują rozwiązania proste, które pod względem obliczeniowym (jak również zrozumienia zachowania się ów połączenia) mogą sprawiać pewne problemy. Niniejsza praca ma na celu przedstawienie problematyki zagadnienia, oraz zwrócenia uwagi na związane z nim detale analizy MES.

2. Rodzaje połączenia skrajnych słupów z płytą

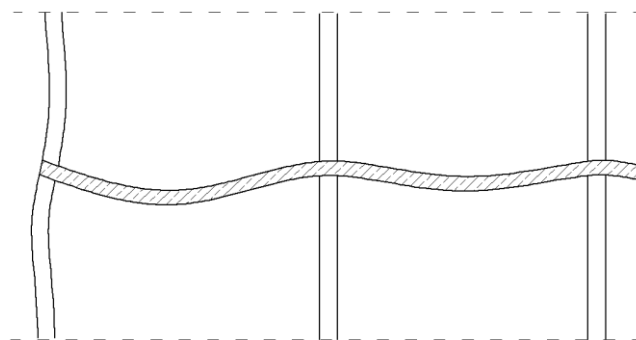
Zwieńczenie stropu konstrukcyjnie można rozwiązać na kilka sposobów. Płytę można po prostu zlicować z zewnętrzną powierzchnią słupów (rys.1a), w zewnętrznej osi zagęścić słupy (rys. 1b), zastosować belkę krawędziową (rys.1c), lub wysunąć krawędź stropu poza linię słupów (rys. 1d). Każde z powyższych rozwiązań charakteryzuje się inną specyfiką pracy. Skrajne przesło w podstawowym rozwiązaniu (rys.1a) nie posiadając przeciwwagi, tak jak w rozwiązaniu z wysuniętą krawędzią stropu (rys.1d), ugina się znacznie bardziej, aniżeli przesło przedskrajne o tej samej rozpiętości (rys.2). Aby zmniejszyć wartość danego ugięcia, można zastosować

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

wspomniane wysunięcie stropu (rys.1d), dodatkowe usztywnienie skrajnej krawędzi w postaci zagęszczenia słupów (rys.1b), lub usztywnienie w postaci belki krawędziowej (rys.1c).

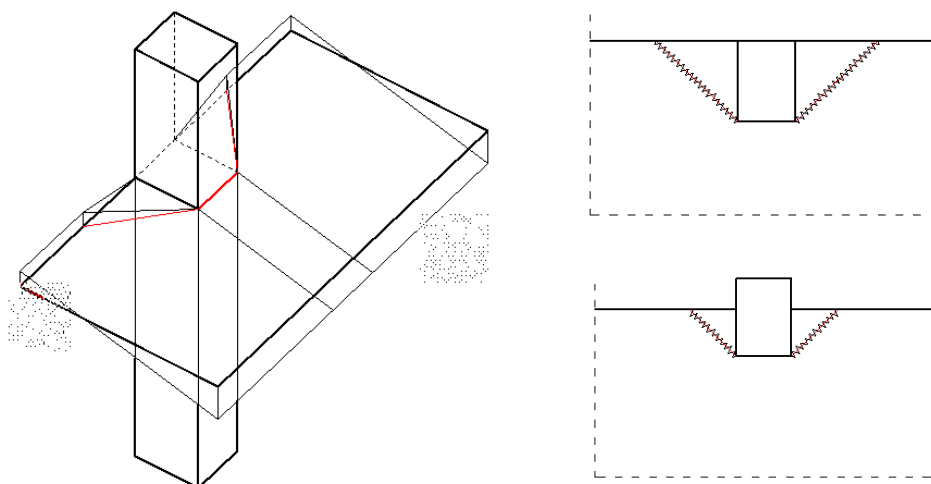


Rys. 1. Rozwiązania konstrukcyjne zwięźczenia stropu (opis w tekście)



Rys. 2. Deformacja konstrukcji w podstawowym rozwiązaniu zwięźczenia stropu

Na zwiększone ugięcie skrajnych paneli stropu wpływa dodatkowo fakt ograniczonej sztywności połączenia skrajnego słupa z płytą. Jest to związane z kształtem linii załomu plastycznego (rys.3) tego połączenia. W momencie osiągnięcia nośności w owym miejscu każde dodatkowe obciążenie jest redystrybuowane (poprzez wytworzenie się przegubu plastycznego) na przęsło panelu skrajnego, co zwiększa wyężenie, oraz ugięcie owego skrajnego przęsła.

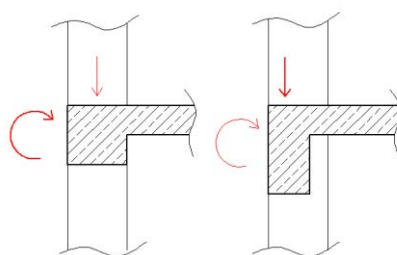


Rys. 3. Linie załomów plastycznych w połączeniu skrajnego słupa z płytą

Należy mieć na uwadze, że każde rozwiązanie zmniejszające ugięcie skrajnego panelu wiąże się z dodatkową pracochłonnością realizacji konstrukcji, lub ograniczeniem swobody kształtowania architektonicznego. W przypadku zagęszczenia słupów skrajnych ograniczone mogą zostać atuty fasad szklanych w postaci szerokiej powierzchni nieograniczonej elementami konstrukcyjnymi. Wysunięcie krawędzi stropu powoduje powstanie powierzchni poza linią słupów, która niekoniecznie może być atrakcyjna pod względem zagospodarowania przestrzeni wewnętrznej budynku. Belka krawędziowa ogranicza po obwodzie wysokość użyteczną kondygnacji, co może zmusić projektanta do ogólnego zwiększenia wysokości kondygnacji. W zależności od potrzeb należy rozwiązania te rozpatrywać indywidualnie.

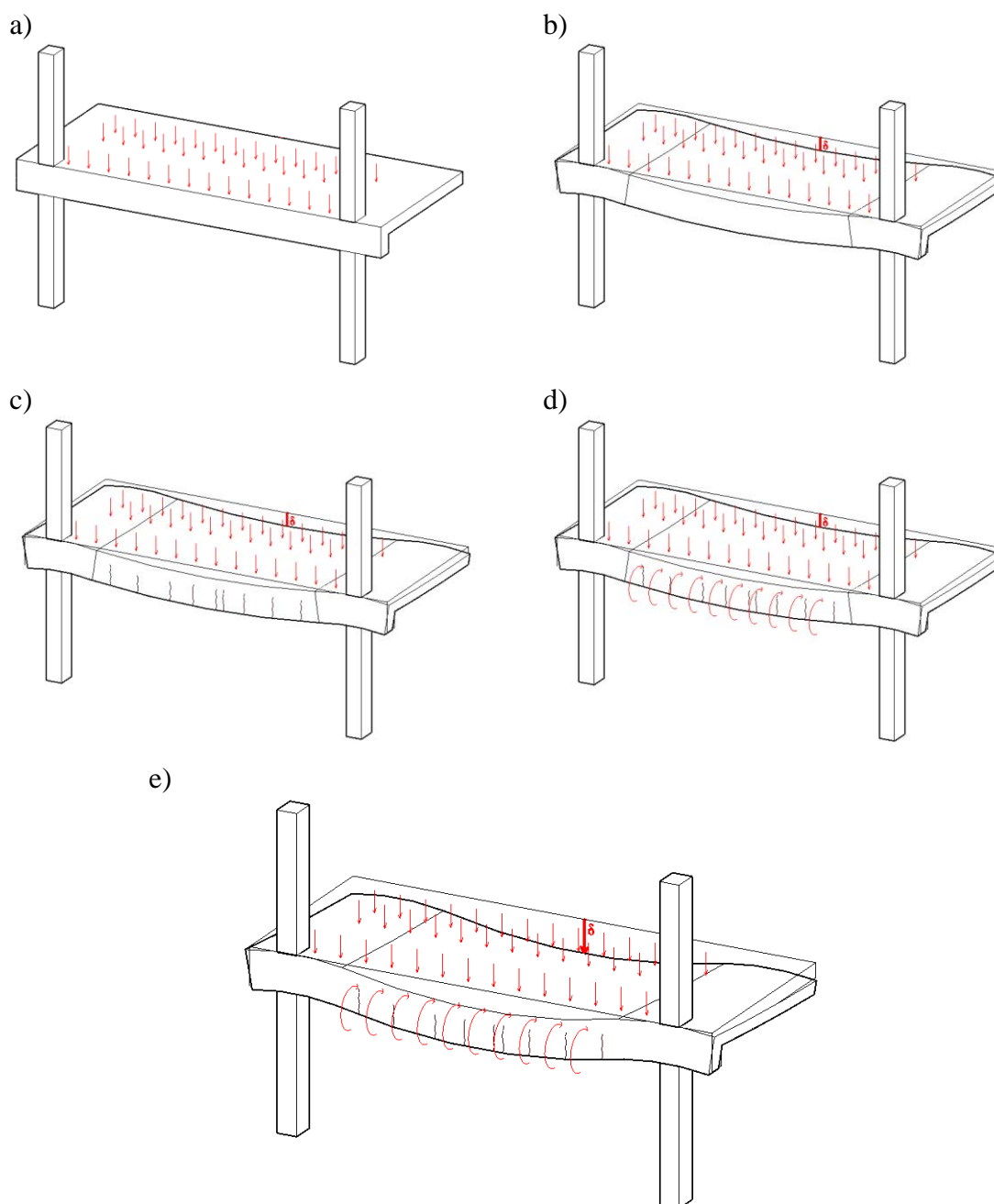
3. Belka krawędziowa

Belka krawędziowa w zależności od wymiarów przekroju poprzecznego może ograniczać ugięcie skrajnego panelu na dwa sposoby. W przypadku belek krępych mamy do czynienia z przekazywaniem obciążenia z płyty na słup głównie poprzez skręcanie, natomiast w przypadku belek smukłych obciążenie przekazuje się w większej mierze poprzez zginanie. W obu przypadkach bezpośrednie połączenie słupa z belką zostaje odciążone, tym samym redukując ugięcie.



Rys. 4. Sposób pracy belki krawędziowej

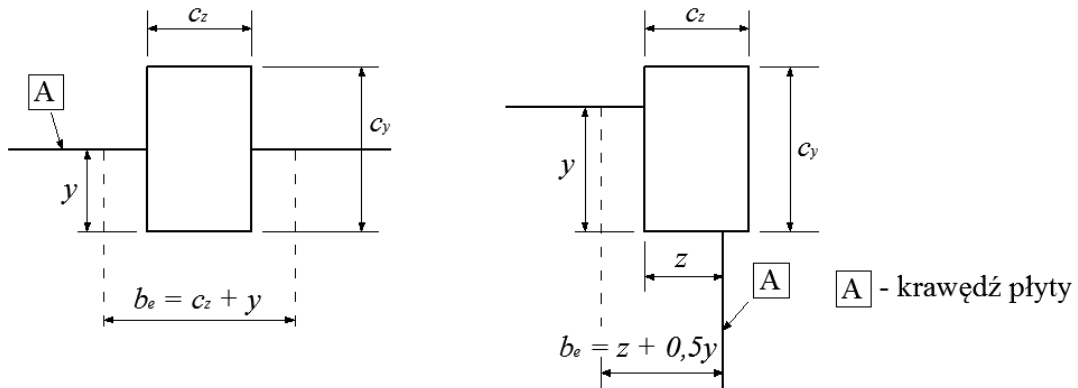
Schemat pracy belki krawędziowej przedstawiono na rys. 5. Widzimy tam wycięty fragment konstrukcji z obciążeniem na powierzchni (rys.5a). Pod wpływem tego obciążenia belka wraz z płytą ugina się (rys.5b), a po przekroczeniu momentu rysującego w belce pojawiają się rysy (rys.5c). Ze względu na mimośród obciążenia poza wyężeniem zginającym, belka jest również skręcana (rys.5d). Po zarysowaniu redukuje się zarówno sztywność belki na zginanie, jak również na skręcanie. Dlatego dodatkowe ugięcie skrajnego panelu, w porównaniu do pracy liniowej, jest efektem nie tylko degradacji sztywności belki na zginanie, ale również na skręcanie (rys.5e).



Rys. 5. Schemat pracy belki krawędziowej

4. Zapisy EC2 oraz ich implikacje

Zgodnie z punktem 9.4.2 EC2 zbrojenie prostopadłe do swobodnej krawędzi płyty, potrzebne do przeniesienia momentów zginających z płyty na słup skrajny lub narożny, rozmieszcza się na efektywnej szerokości b_e , którą przedstawiono poniżej.



Rys. 6. Efektywna szerokość b_e płyty płaskiej dla słupa krawędziowego i narożnego

Zgodnie z punktem I.1.2(5) EC2 jeżeli nie ma belek obwodowych, odpowiednio zaprojektowanych na skręcanie, to momenty przekazywane na słupy krawędziowe lub narożne nie powinny być większe od momentu, który może przenieść przekrój prostokątny, równego:

$$0,17 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck} \quad (1)$$

(definicja b_e patrz rys.6). Dodatni moment w skrajnym przęśle należy odpowiednio dostosować.

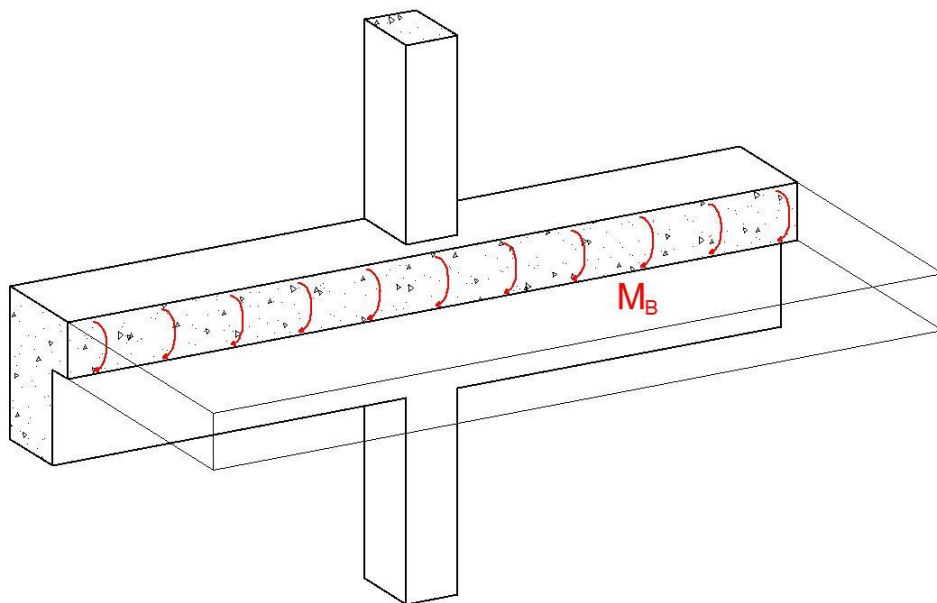
Powyższy zapis dotyczący dostosowania momentu pociąga za sobą pewne konsekwencje. W przypadku korzystania z analizy liniowej przy sprężystej pracy materiału jesteśmy zobowiązani do zwiększenia ręcznie momentu w skrajnym przęśle, o różnicę wynikającą z odjęcia od momentu wynikającego z owej analizy, wartości momentu wynikającego ze wzoru nr (1). Taka fizycznie występująca redystrybucja dodatkowo zwiększa ugięcie stropu, czego bez obliczeń wg analizy nieliniowej z uwzględnieniem uplastycznienia materiału nie jesteśmy w stanie dokładnie określić.

5. Typowe giętne mechanizmy zniszczenia połączeń

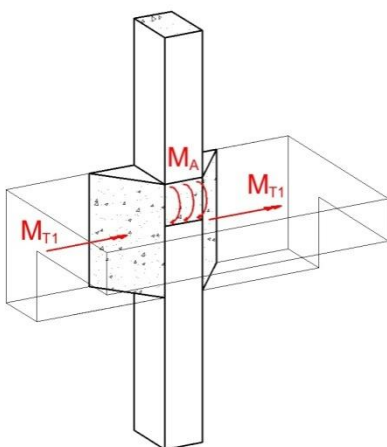
W przypadku występowania belki krawędziowej możemy mieć do czynienia z mechanizmem zniszczenia połączenia w postaci giętnej (rys.7a), lub giętno-skrętnym (rys.7b). W pierwszym przypadku zniszczeniu ulega przekrój płyty przylegający do belki. Szerokość tego przekroju

przyjmuje się równą szerokości pasma słupowego (jedna czwarta krótszej odległości pomiędzy słupami z jednej oraz drugiej strony rozważanego połączenia). W drugim przypadku zniszczeniu ulega przekrój płyty przylegający do słupa (poprzez zginanie), wraz z przekrojem belki (poprzez skręcanie). W sytuacji braku belki krawędziowej oraz licowania słupa z krawędzią płyty (rys.7c) moment zginający M_A osiąga taką samą wartość, redukcji ulega natomiast wartość wyężenia skrętnego M_T . Poprzez wysunięcie części słupa poza krawędź płyty (rys.7d) uzyskujemy dalszą redukcję nośności przekroju na skręcanie występujące w połączeniu.

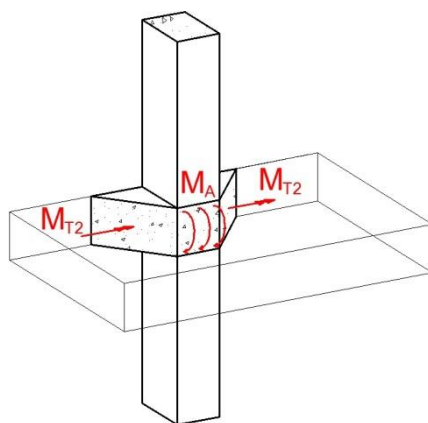
a)



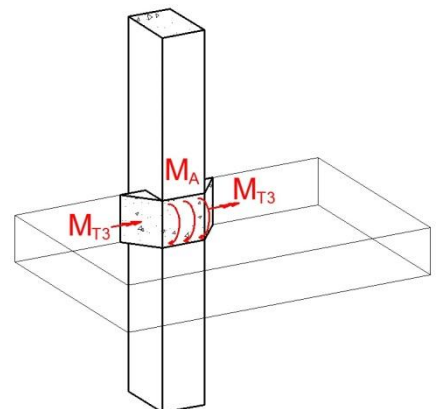
b)



c)

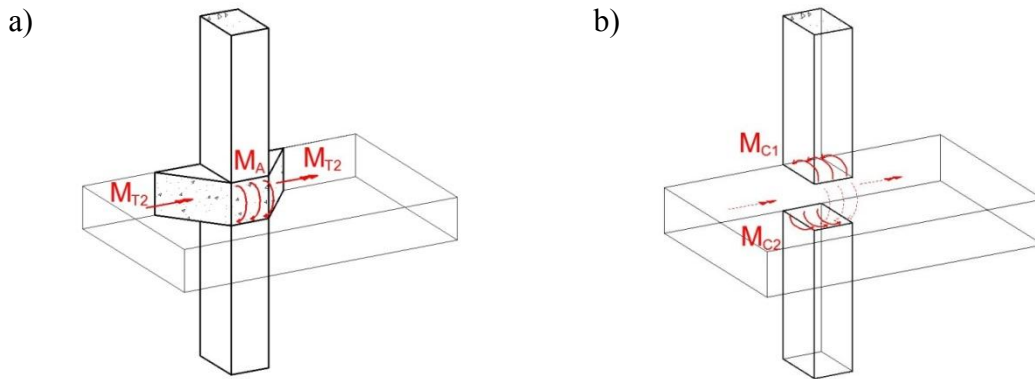


d)



Rys. 7. Giętnie mechanizmy zniszczenia połączenia

6. Wpływ sposobu zamodelowania połączenia słupa z płytą na wyniki obliczeń analizy MES

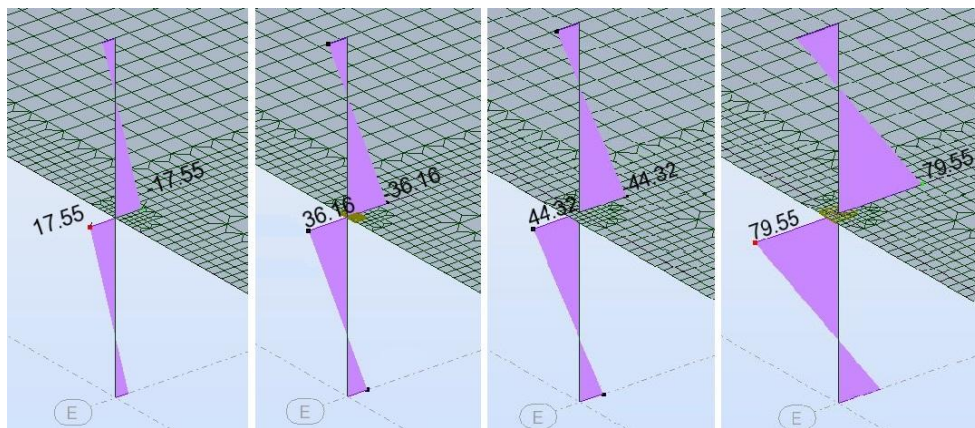


Rys. 8. Mechanizm przekazywana sił wewnętrznych w połączeniu

Na rys. 6 widać jak siły wewnętrzne występujące w płycie są równoważone poprzez siły występujące w słupie. Siły potrzebne do wymiarowania zbrojenia płyty wynikające z obliczeń MES dużo wygodniej jest odczytać ze słupów:

$$M_A + M_{T1} + M_{T2} = M_{C1} + M_{C2} \quad (2)$$

Poniżej widzimy, jak duży wpływ na wyniki obliczeń ma sposób zamodelowania połączenia.



Rys. 9. Wpływ sposobu zamodelowania połączenia na wyniki obliczeń

Kolejno od lewej otrzymano wyniki dla:

- zlicowania modelu analitycznego płyty z osią słupa,
- analogicznie jak powyżej, jednak zastosowano połączenia sztywne pomiędzy węzłem łączącym płytę ze słupem a węzłami ulokowanymi na obwodzie słupa,
- uwzględnieniu w modelu fizyczne zlicowanie słupa z krawędzią płyty,
- jak powyżej, dodatkowo z uwzględnieniem połączeń sztywnych, jak w drugim przypadku.

7. Podsumowanie i konkluzja

W powyższym referacie starano się zwrócić uwagę na wpływ ukształtowania ustrojów płytowo-słupowych w rejonie słupów skrajnych na nośność konstrukcji. Na podstawie giętych mechanizmów zniszczenia pokazano, że belka krawędziowa znacznie zwiększa nośność w tym rejonie. Zwrócono uwagę na zagadnienia związane z redystrybucją sił wewnętrznych związanych z nośnością połączenia słupa z płytą. Na uwagę zasługuje fakt, że w przypadku stosowania belki krawędziowej owa redystrybucja jest znacznie ograniczona ze względu na dużo większą powierzchnię zniszczenia (rys.7). Ponadto na podstawie porównania analiz MES pokazano, że siła w połączeniu słupa z płytą w zależności od dokładności odwzorowania może różnić się ponad 4-krotnie. Podsumowując – belka krawędziowa wpływa bardzo korzystnie na pracę konstrukcji, natomiast sposób odwzorowania rejonu słupów skrajnych w analizie MES wpływa znacząco na wyniki owej analizy.

Literatura

- [1] PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1
- [2] Omar M. Ben-Sasi: Behaviour and Strength of Slab-Edge Beam-Column Connections under Shear Force and Moment. *International Journal of Civil, Architectural, Structural, and Construction Engineering*. 2013, Vol: 7, No. 9, s. 351-356.
- [3] James K. Wight Chairman: Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures, 1997, ACI 352.1R-89.
- [4] Ł. Radzik: Projektowanie stropów płytowo-słupowych w kontekście komputerowego wspomaganie projektowania, *II Konferencja studentów i doktorantów WBLiW Politechniki Wrocławskiej*, Szklarska Poręba 18-20.10.2013 r.

REINFORCED CONCRETE FLAT SLAB IN THE AREA OF EXTERNAL POLES. INFLUENCE OF THE EDGE BEAM.

Summary

This paper concerns the design solutions of slab-column external connections in reinforced concrete flat slabs. Compared is the connection with transverse beam, and without it. Describes the behavior of these connections in terms of stiffness and load capacity. Details of the FEM analysis was concerned.



charakterystyka energetyczna, automatyka budynku

Konrad RODACKI¹
Małgorzata MIESZCZAK²

ANALIZA WPŁYWU INSTALACJI INTELIGENTNEGO BUDYNKU NA EFEKTYWNOŚĆ ENERGETYCZNĄ W ŚWIETLE PN-EN 15232: 2007

W artykule omówiono historię rozwoju automatyki budynku w celu prezentacji czynników determinujących jej coraz szersze zastosowanie. Następnie przeprowadzono analizę świadectwa charakterystyki energetycznej przykładowego obiektu hotelowo-usługowego oraz możliwości prawne uwzględniania obecności automatyki budynku podczas sporządzania świadectwa. Omówiono normę PN-EN 15232 oraz przeprowadzono krótką analizę wpływu w pełni zintegrowanej i rozproszonej automatyki budynku na efektywność energetyczną i ekonomiczną.

1. Wstęp oraz krótka historia rozwoju automatyki budynku

Instalacje inteligentnego budynku są coraz popularniejsze zarówno w budynkach użyteczności publicznej, jak i coraz częściej w prywatnym budownictwie mieszkaniowym. Idea automatyki używana w systemach inteligentnego budynku wywodzi się bezpośrednio ze standardów przemysłowych. Rozwój automatyki budynku generalnie podzielić można na pięć etapów:

I etap: niezależnie działające systemy automatyki oparte o układy stycznikowo-przełącznikowe.

II etap: systemy scentralizowane – nadzór i sterowanie wszystkimi systemami w budynku powierzone zostało komputerowi o dużej mocy obliczeniowej.

III etap: systemy rozproszone – zastosowanie urządzeń zawierających układy mikroprocesorowe oraz pamięć,

IV etap: integracja systemów rozproszonych – wprowadzenie standardów komunikacyjnych dla systemów rozproszonych.

V etap: ewolucja systemów rozproszonych. Więcej na temat rozwoju automatyki w pracy [1].

Dopiero IV etap rozwoju tych systemów, czyli pojawienie się mało awaryjnych systemów rozproszonych sprawiło, że standardy automatyki zostały zaadaptowane do budownictwa mieszkaniowego na szeroką skalę oraz wymogło na organizacjach zrzeszających automatyków

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego Politechniki Krakowskiej,

² Doktorantka Wydziału Budownictwa Lądowego Politechniki Krakowskiej.

konieczność stworzenia standardów umożliwiających łączenie różnych urządzeń pochodzących od różnych producentów. Tak powstały dwa używane standardy automatyki:

- europejska magistrala systemowa – EIB/KNX
- standard amerykański – LonWorks
- protokół komunikacyjny BACNet, nie będący kompletnym standardem.

Rozwijające się systemy automatyki budynku coraz lepiej i sprawniej pozwalają wykorzystywać energię w budynkach, zarówno elektryczną, jak i tą wynikającą z zapotrzebowania budynku na ciepło i/lub chłód. Obliczając jednak charakterystykę energetyczną budynku wg WT 2014 [8] nie jesteśmy w stanie uwzględnić wpływu zastosowanych rozwiązań takich jak: krzywe grzania, automatycznie sterowane rolety, sterowanie oświetleniem.

2. Analiza świadectwa charakterystyki energetycznej przykładowego obiektu

W celu sprawdzenia jaki wpływ na zużycie energii w budynku będzie miało zainstalowanie w nim instalacji budynku inteligentnego przeprowadzono analizę w świetle obowiązujących przepisów dotyczących sporządzania świadectw charakterystyki budynków [3, 4, 8]. Dla przykładowego obiektu hotelowo-konferencyjnego przedstawionego na rysunku 1, który posiada instalacje charakterystyczne dla nowoczesnego budownictwa energooszczędnego (HVAC, oświetlenie energooszczędne, kotły na biomasę) zaproponowano instalację automatyki wykorzystując urządzenia automatyki budynku i ich integrację w technologii KNX. Ze względu na brak jakichkolwiek wyjaśnień dotyczących uwzględniania redukcji zużycia energii w budownictwie przez instalacje inteligentnych budynków w WT 2014 [8] sięgnięto również do normy PN-EN 15232: 2006 [6], gdzie w sposób szczegółowy autorzy przyjrzeni się w jaki sposób zaawansowanie integracji systemów sterowania i archiwizacji danych o budynku wpływa na jego efektywność energetyczną. Obliczenia świadectwa energetycznego dla budynku przeprowadzono dwuwariantowo. Pierwszy wariant zakłada brak integracji systemów oraz brak centralnego sterowania za pomocą BMS³ i FM⁴, drugi wariant, zgodnie z [6], uwzględnia wyposażenie budynku w instalację inteligentnego budynku klasy A. Wszystkie obliczenia przeprowadzono zgodnie z metodologią, która jest integralną częścią WT 2014 [8].

Budynek ze względu na charakter hotelowy i bankietowy/konferencyjny podzielono na dwie strefy, przenikające się wzajemnie. Jako strefę pierwszą rozważano przestrzenie podlegające tylko

³ System zarządzania budynkiem (ang. *Building Management System*) BMS lub Automatyka budynkowa BMS – system zarządzania systemami automatycznego sterowania w budynku zwłaszcza budynku inteligentnym [2]

⁴ Facility Management to profesja obejmująca wiele dyscyplin dla zapewnienia funkcjonalności środowiska zabudowanego, poprzez integrację ludzi, miejsca, procesów i technologii – wg IFMA [2]

ogrzewaniu - łazienki, ubikacje, komunikacja, strefa druga to pomieszczenia, w których istotny jest komfort użytkowników, tj.: sala weselna, pokoje hotelowe, w których dodatkowo założono instalację chłodzenia. Zgodnie z metodyką obliczania zapotrzebowania na energię do grzania i chłodzenia przeprowadzono obliczenia dla tych dwóch stref niezależnie, zakładając brak transportu energii między nimi. Takie założenie jest dopuszczalne przy różnicy projektowych temperatur dla stref nie większej niż 4°C - tutaj założono temperatury z przedziału $20\text{-}24^{\circ}\text{C}$. Po tak dokonanym podziale wyznaczono parametry przegród pionowych, poziomych oraz dachu zgodnie z normą PN - EN ISO 6946:2008, a dla liniowych mostków cieplnych przeprowadzono symulację numeryczną w programie EUROKOBRA. Mając dodatkowo policzone dane na temat powierzchni poszczególnych przegród wyznaczono współczynnik strat ciepła przez wszystkie przegrody, wyrażający ilość ciepła upływającą z obiektu przez wszystkie przegrody w czasie jednej godziny przy różnicy temperatur 1K , który dla strefy tylko ogrzewanej wyniósł $H_{tr} = 99.38\text{W} / \text{K}$, a dla strefy chłodzonej $H_{tr} = 527.12\text{W} / \text{K}$.



Rys. 1. Widok analizowanego obiektu [www.google.pl/maps; 04.06.2014]

Po wyznaczeniu strat przez przenikanie, a następnie współczynnika strat ciepła przez wentylację, który dla strefy tylko ogrzewanej wyniósł $H_{ve} = 193\text{W} / \text{K}$, a dla strefy chłodzonej $H_{ve} = 195\text{W} / \text{K}$, wyznaczono zyski energii pochodzące od słońca, obciążenia wewnątrz pomieszczeń przez ludzi i urządzenia oraz w przypadku strefy chłodzonej również zyski od oświetlenia dla każdego miesiąca osobno. Następnie w oparciu o współczynniki strat ciepła wyznaczono całkowite straty energii przez przenikanie dla obu stref, a dla strefy chłodzonej wzięto również pod uwagę energię wypromieniowaną przez przegrody w przestrzeń, podobnie jak dla strat obliczenia wykonano dla każdego miesiąca osobno. Obliczenia ogrzewania wyznaczono zakładając, że w budynku utrzymujemy stałą temperaturę, nie uwzględniając obecności lub nieobecności

użytkowników, tak aby nie dopuścić do zbytniego wychłodzenia konstrukcji. Należy zwrócić w tym miejscu uwagę, że w przypadku nie wykrycia obecności w pomieszczeniach, można obniżyć w nich temperaturę o nie więcej niż 4K. W przypadku zapotrzebowania na chłód przyjęto, że sala weselna i pokoje hotelowe użytkowane będą jedynie w weekendy w pełnym obciążeniu ludźmi, natomiast w pozostałym czasie będzie to 20% maksymalnego obciążenia.

Po policzeniu energii użytkowych potrzebnych do zapewnienia odpowiedniej temperatury w okresie grzewczym oraz chłodniczym, policzono również zapotrzebowanie na energię do przygotowania ciepłej wody użytkowej oraz do oświetlenia już bez dzielenia obiektu na strefy. Po obliczeniu wszystkich zysków i strat energii użytkowej dla każdego miesiąca, wyznaczono zapotrzebowanie na energię końcową. Następnie wyznaczono ilość energii pomocniczej, potrzebnej do obsługi urządzeń związanych z poszczególnymi instalacjami (energia elektryczna) i ostatecznie wyznaczono zapotrzebowanie na nieodnawialną energię pierwotną.

3. Uwzględnienie efektywności instalacji automatyki budynku zgodnie z PN-EN 15232: 2007

Obliczając zapotrzebowanie na energię analizowanego budynku szukano odpowiedzi na pytanie jak instalacja automatycznego sterowania i zarządzania obiektem (BMS oraz FM) może wpłynąć na zapotrzebowanie na energię użytkową. Przywołując chociażby ideę stosowania krzywych grzania, które w połączeniu ze stacjami pogodowymi pozwalają w pełni wykorzystać bezwładność cieplną budynku (rysunek 2) można stwierdzić, że „inteligencja” budynku okazuje się pomocna w oszczędnościach energii. Jednak sięgając do aktów prawnych nie znajdujemy poparcia dla tej teorii. Przywoływane wyżej rozporządzenie [8], ani żadne akty związane nie wspominają, że podczas szacowania zapotrzebowania budynku na energię cieplną i elektryczną możemy uwzględniać wpływ integrujących instalacji niskoprądowych.

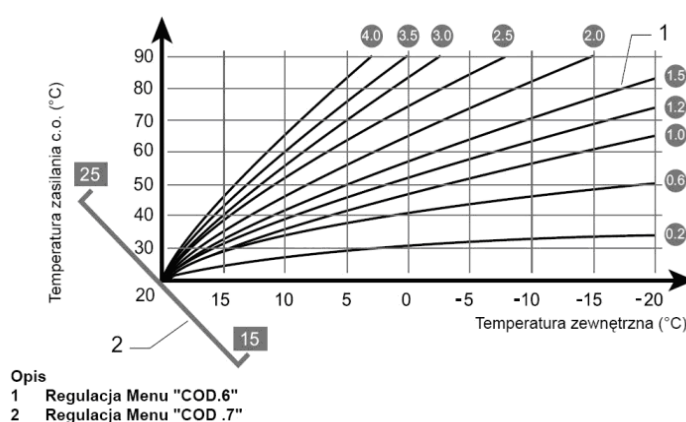
Rozszerzając jednak spektrum poszukiwań natykamy się na normę PN-EN 15232: 2007 [6], która póki co jedynie jako norma okładowa, obrazuje jak integracja instalacji oraz wprowadzenie nadrzędnego systemu sterowania i archiwizacji danych wpływa na oszczędność energii potrzebnej do użytkowania obiektu. W zależności od wprowadzenia w obiekcie poniższych działań:

- BAC – (Building Automation and Controls) pojęcie określające produkty, oprogramowanie i usługi inżynierskie na rzecz automatycznego sterowania, monitoringu, optymalizacji, minimalizacji zaangażowania użytkownika i zarządzania w celu oszczędności energii – wydajne, ekonomiczne i bezpieczne zarządzanie wyposażeniem budynku;

- TBM – (Technical Building Management) interdyscyplinarne proces(y) i działania prowadzone w celu kierowania i zarządzania budynkiem oraz jego technicznym wyposażeniem, łączące różne dyscypliny oraz różne rynki produktów.

Norma rozróżnia wymienione poniżej kategorie:

- Klasa D – obiekt, w którym nie wykorzystuje się metod wydajności energetycznej umożliwianych przez BAC;
- Klasa C – obiekt wyposażony i pracujący w standardzie BACS – obiekt referencyjny;
- Klasa B – obiekt wyposażony w zaawansowany BACS i niektóre specjalne funkcje TBM;
- Klasa A – w pełni wykorzystujący możliwości BACS i TBM.



Rys. 2 Krzywe grzania dla przykładowego kotła grzewczego [http://www.elektroda.pl; 07.04.2014]

Dla celów opracowanego projektu przyjęto pełną integrację systemów, czyli wykorzystano proponowane przez normę współczynniki redukujące zużycie energii w budynku jak dla klasy A. Takie założenie można przyjąć na podstawie kilku charakterystycznych cech proponowanych dla analizowanego obiektu:

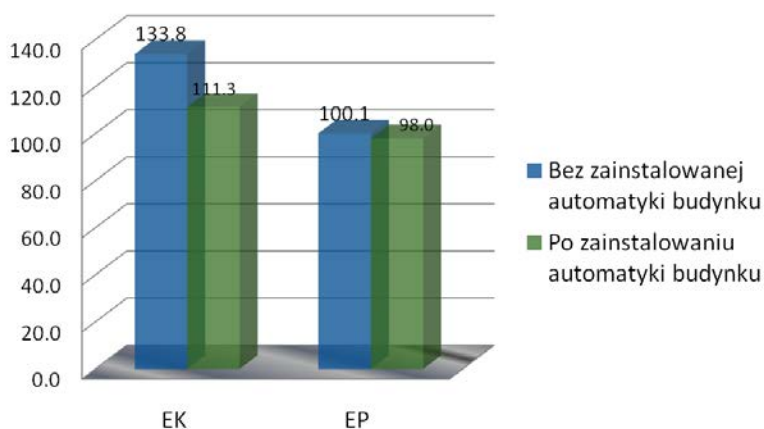
- Zainstalowanie w pełni przystosowanej do zastosowania w domu energooszczędnej instalacji HVAC, system żaluzji wewnętrznych chroniących przed nadmiernym promieniowaniem, kotła na biomasę sterowanego za pomocą krzywych grzania.
- Pełna integracja i kontrola wszystkich instalacji związanych z wykorzystaniem energii użytkowej w budynku przez rozproszony system automatyki budynku oparty o standard KNX/EIB.
- Pełna współpraca urządzeń automatyki z urządzeniami zbierającymi informację o panujących warunkach wewnątrz i na zewnątrz obiektu w celu takiego dopasowania pracy urządzeń, aby utrzymać stabilne warunki bytowe przy minimalizacji energochłonności całego budynku inteligentnego.

Możliwość integracji wszystkich systemów służących do zapewnienia w obiekcie komfortu użytkownika, zarządzanie wyposażeniem przez centralnie programowalny system sterowania, który zdejmuje z użytkownika obowiązek szczegółowej kontroli obiektu, a umożliwia prosty dozór i łatwość manipulacji pokazuje, że spełniony jest warunek normy PN-EN 15232 mówiący o tzw. BAC. Łącząc wszystkie urządzenia zbudowane w oparciu o standard KNX lub połączone z magistralą za pomocą transceivere'a można stwierdzić że obiekt spełnia warunki TBM.

Po stwierdzeniu pełnej integracji systemów i obecności stabilnego układu zarządzania i kontroli w obiekcie podczas obliczania świadectwa charakterystyki energetycznej budynku przeliczono również wartość zużycia każdej z energii z uwzględnieniem współczynnika dopuszczonego przez [6], który redukuje zapotrzebowanie na energię ze względu na stabilizację pracy obiektu i możliwości wykorzystania naturalnych źródeł energii bądź zabezpieczenia się przed jej nadmiarem.

4. Otrzymane wyniki oraz wnioski

Dla przeprowadzonych analiz otrzymano wskaźniki EK oraz EP dla całego budynku w odniesieniu do jednego roku kalendarzowego, które przedstawiono na rysunku 3.

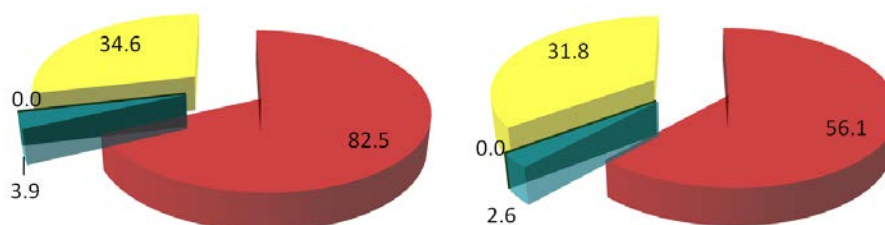


Rys.3 Wartości parametrów EK i EP dla budynku nie uwzględniając wpływu instalacji automatyki budynku oraz z jej uwzględnieniem [opracowanie własne]

Gdzie EK oznacza wskaźnik zapotrzebowania na energię końcową, EP oznacza wskaźnik zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną. Z powyższych wyników widać, że zastosowanie automatyki w analizowanym obiekcie pozwoliło na znaczną redukcję zapotrzebowania na energię końcową (ok. 25%) i nieco mniejszą redukcję zapotrzebowania na

energię pierwotną potrzebną do ogrzewania, chłodzenia, przygotowania ciepłej wody użytkowej oraz zasilania oświetlenia. Należy tutaj zwrócić uwagę, że dane meteorologiczne dla każdego miesiąca są wartościami uśrednionymi, nie oddają w pełni zachowania się środowiska zewnętrznego, a więc dużej zmienności, szczególnie między nocą a dniem.

Ze względu na małe zapotrzebowanie na energię użytkową, a co za tym idzie na energię końcową (rysunek 4), do wentylacji i chłodzenia, na które przede wszystkim można wpływać rozproszonym sterowaniem uzasadnionym wydaje się przeanalizowanie zapotrzebowanie na energię do tych celów z mniejszym krokiem czasowym, dzieląc okres analizy na godziny zamiast miesiące. Dopiero taka szczegółowa analiza może być bardziej wiarygodnym uzasadnieniem ekonomicznym takiej instalacji.



Rys. 4 Rozkład zapotrzebowania na energię końcową [MWh] bez uwzględnienia wpływu automatyki budynku (po lewej) oraz z uwzględnieniem (po prawej) z rozbiciem na źródła zapotrzebowania. Czerwony-ogrzewanie, niebieski-chłodzenie, zielony-CWU, żółty-oświetlenie [opracowanie własne]

W tym miejscu należy jednak wspomnieć o nieporównywalnym wzroście komfortu użytkowników dzięki zautomatyzowaniu obiektu. W dzisiejszych czasach musimy pamiętać, że komfort obok względów ekonomicznych może być również bardzo ważnym czynnikiem oceny obiektu, wszystko zależy od preferencji użytkownika do którego chcemy trafić.

Złożoność instalacji dla całego obiektu jest bardzo duża, a jej koszt zależy od zastosowanego standardu oraz udogodnień. Aby nie pominąć żadnych kosztów, posłużono się wskaźnikami cenowymi instalacji zaprezentowanymi w poradnikach oraz cennikach firmy Smartech [9]. Do przeliczenia szacowanego kosztu przyjęto wartość 350zł/m².

Cena automatyki dla całego obiektu wyniosła 316 589 zł, natomiast oszczędność energii końcowej do utrzymania budynku wyniosła 6 387 zł/rok. Widać z powyższego, że aspekt ekonomiczny zastosowanej instalacji inteligentnego budownictwa, BMS i Facility Management nie daje wymiernych oszczędności w świetle analizy zgodnej z metodologią oraz normą PN-EN 15232: 2007 [6]. Pomimo tak niskiego wpływu na wyniki analizy zapotrzebowania na energię końcową oraz pierwotną, uważam, że wpływ zastosowanego poziomu zintegrowania instalacji za pomocą instalacji automatyki budynku powinien być uwzględniany w tych analizach.

Literatura

- [1] *AutBudNet*, praca zbiorowa pod red. Mariana Nogi, AGH, Kraków 2011;
- [2] *Budynek inteligentny*, praca zbiorowa pod red. Elżbiety Niezabitowskiej, *Tom I: Potrzeby użytkownika a standard budynku inteligentnego*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2005;
- [3] Dudzińska Anna, *Wstępne pomiary mikroklimatu wewnętrznego w pierwszej w Polsce szkole o niemal zerowym zużyciu energii*, Materiały Budowlane 2013, nr 2, s. 37-38;
- [4] DYREKTYWA PARLAMENTU EUROPEJSKIEGO I RADY 2010/31/UE z dnia 19 maja 2010 r. w sprawie charakterystyki energetycznej budynków;
- [5] Merz H., Hanseman T., Hubner C., *Building Automation. Communication Systems with EIB/KNX, LON and BACnet*, Springer, Berlin 2009;
- [6] PN-EN 15232: 2007, *Energetyczne właściwości użytkowe budynków - Wpływ na automatyzację i sterowanie budynków oraz zarządzanie budynkami*, PKN, W-wa 2007;
- [7] *Projekt budowlany zespołu budynków w Wiejca gm. Kampinos*, Choroś Stefan, Salwowski Marek, 2011;
- [8] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 czerwca 2014 r. w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku i lokalu mieszkalnego lub części budynku stanowiącej samodzielną całość techniczno-użytkową oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw ich charakterystyki energetyczne;
- [9] Szpiewowski Mariusz, *Poradnik Inteligentny Dom*, aktualizacja 03.04.2010, [dostęp: 16.04.2013], Dostępny w Internecie: <http://www.smartech.pl/>.

ANALYS FOR THE INFLUENCE OF INTELIGENT AUTOMATION SYSTEMS IN BUILDINGS ON ENERGY EFFICIENCY DUE TO PN-EN 15232: 2007

Summary

In the paper the history of the development of building automation systems was characterized in order to present the factors determining its increasing use . Then an analysis of the energy certificate for typical hotel/banquet building was carried out and possibilities to take into account the presence of building automation during certification. Code PN -EN 15232 was characterized and an analyze of the fully integrated building automation system's influence on energy efficiency and economic was carried out.

Opiekun naukowy: dr inż. Paweł Schmidt, Katedra Elektrotechniki i Elektroenergetyki, AGH



fibrobeton, kable sprężające, wieża

Małgorzata MIESZCZAK¹
Konrad RODACKI²

WYKORZYSTANIE FIBROBETONU DO KONSTRUKCJI SPRĘŻONYCH KABLAMI Z PRZYCZEPNOŚCIĄ NA PRZYKŁADZIE ANLAIZY WIEŻY POD TURBINĘ WIATROWĄ

W pracy został omówiony wpływ włókien stalowych na właściwości mechaniczne betonu. Przedstawiona została analiza 200 metrowej wieży sprężonej kablami z przyczepnością bez zbrojenia miękkiego. Pokazane i omówione zostały przykłady konstrukcji wykonane jako betonowe bez wzmocnienia stalą zwykłą. Na końcu została przedstawiona koncepcja wykonania wieży.

1. Wprowadzenie

Konstrukcje sprężone wykonywane jako monolityczne mają obecnie duże zastosowanie na świecie, a także w Polsce. Spowodowane jest to wieloma zaletami jakimi charakteryzują się te konstrukcje. Pozwalają na stosowanie dużych rozpiętości dla stropów, mostów - zmniejszają ciężar konstrukcji bez zmniejszenia jej nośności. Wykonywanie elementów sprężonych wymaga od wykonawców dużej precyzji i sprawności. Do zmniejszenia kosztów oraz usprawnienia wykonawstwa powstał pomysł zastosowanie betonu zbrojonego strukturalnie włóknami stalowymi, całkowicie eliminując zbrojenie miękkie. Na przykładzie analizy 200-metrowej wieży pod turbinę wiatrową zostaną pokazane stosowania takiego materiału do konstrukcji mocno wyteżonych. Wysokie konstrukcje narażone są na niebezpieczne oddziaływania dynamiczne. Wykorzystanie betonu do ich budowy daje większą odporność na takie oddziaływania, wynika to przede wszystkim z większego ciężaru właściwego betonu. Dodatkowo przy wykonywaniu konstrukcji w technologii na mokro mamy możliwość zastosowania większej średnicy trzonu bez ograniczeń. Natomiast dla elementów stalowych czy betonowych prefabrykowanych mamy ograniczenia z uwagi na transport elementów, maksymalna średnica to 4,5m

¹ Doktorantka Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej

² Doktorant Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej

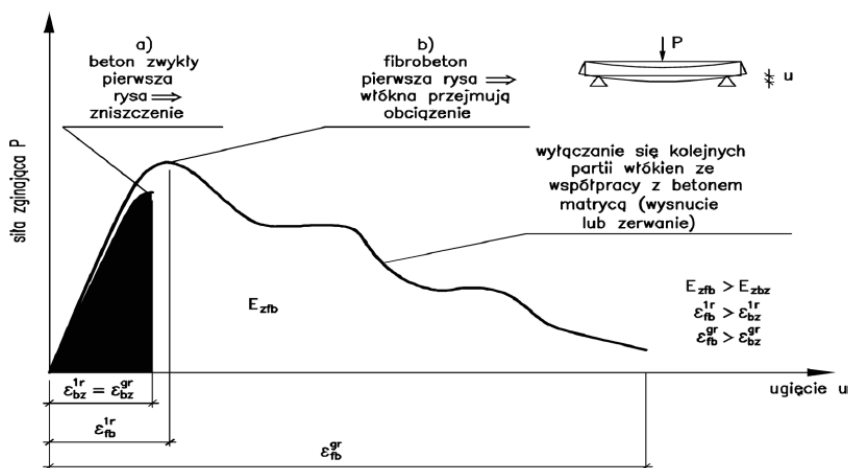
2. Charakterystyki fibrobetonu

Beton ze zbrojeniem strukturalnym charakteryzuje się podwyższonymi właściwościami mechanicznymi w porównaniu z betonem zwykłym. Włókna zastępujące zbrojenie powodują zmniejszenie koncentracji naprężeń, dzięki czemu oprócz podwyższonej wytrzymałości na rozciąganie i ścinanie fibrobeton cechuje się podniesioną odpornością na powstawanie rys, pękanie oraz podwyższona odpornością zmęczeniową i udarnością. Orientacyjny wpływ włókien na wytrzymałość i sprężystość betonu przedstawia tablica 1 [2].

Tab. 1 Orientacyjny wpływ włókien na wytrzymałość i sprężystość betonu [2]

Właściwość	Wpływ
skurcz	↓ 30 do 50%
wytrzymałość na ściskanie	↑ 10 do 30%
wytrzymałość na rozciąganie	↑ 20 do 40%
wytrzymałość na zginanie	↑ 30 do 70%
wytrzymałość na miejscowy docisk	↑ 10 do 30%
moduł sprężystości	praktycznie bez zmian
udarność	↑ 6-10 razy
ścieralność	↓ do 50%
mrozoodporność	↑ 30 do 60%

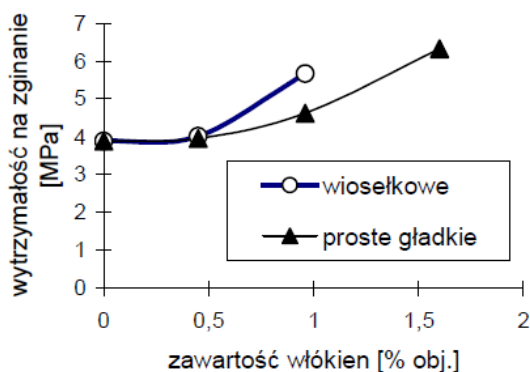
Fibrobeton ma zdolność do przenoszenia obciążeń po zarysowaniu elementu, którą określa się za pomocą krzywej „siła - ugięcie” rysunek 1. Powierzchnia pod wykresem interpretowana jest jako energia potrzebna do zniszczenia.



Rys. 1 Krzywa „siła – ugięcie” dla a) betonu b) fibrobetonu [2]

Efektywność włókien zależy przede wszystkim od ich ilości, kształtu, wymiarów oraz od przyczepności do betonu. Na rysunku 2 przedstawiony jest wpływ włókien na wytrzymałość na

zginanie w zależności od rodzaju i ilości włókien.



Rys.2 Wpływ zawartości i kształtu włókien stalowych na wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu [3]

Jak widać z wykresu wpływ zbrojenia przy zawartości $V_f < 0,5\%$ – jest nieznaczny. Około 1% obserwujemy już znaczne polepszenie się właściwości betonu. Stosując włókna haczykowane otrzymujemy lepszą przyczepność stali do matrycy, jego efektywność jest znacznie większa.

Dane na temat odporności zmęczeniowej fibrobetonu na ściskanie wskazują na znikomy wpływ włókien. W przypadku rozciągania bezpośredniego betonu stwierdzono wytrzymałość zmęczeniową wynoszącą 65-70 % doraźnej wytrzymałości na rozciąganie (dla betonu zwykłego wynosi ona około 50%) . V. Ramakrihnan wykazał, że przy cyklicznym obciążeniu zginającym do $2 \cdot 10^6$ cykli wytrzymałość zmęczeniowa wzrasta do około 90-95% doraźnej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu. Co wskazuje na zasadność zastosowania fibrobetonu do konstrukcji obciążonych cyklicznie. W tabeli 2 zestawione są klasy wytrzymałości fibrobetonu wg RILEM TC162-TDF.

Tab. 2 Klasy wytrzymałości fibrobetonu wg RILEM TC162-TDF [7]

Klasy wytrzymałości fibrobetonu	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{fck}	20	25	30	35	40	45	50
f_{fctm}	3.7	4.3	4.8	5.3	5.8	6.3	6.8
f_{fctk}	2.6	3	3.4	3.7	4.1	4.4	4.8
E_{fcm}	29	30.5	32	33.5	35	36	37

3. Przykłady konstrukcji bez zbrojenia miękkiego

Wśród polskich konstruktorów głównie panuje opinia, że stosowanie betonu bez zbrojenia miękkiego nie jest poprawne i bezpieczne, ponieważ beton może się nadmiernie rysować. Jednakże,

od kilku lat w Polsce powszechnie stosowane są płyty strunobetonowe, które nie posiadają stali zwykłej. Sięgają one rozpiętości do 21m, jako elementy konstrukcyjne sprawdzają się bardzo dobrze, są lekkie i wytrzymałe.

W Europie rzadko spotkamy przykłady zastosowania fibrobetonu bez zbrojenia miękkiego do elementów konstrukcyjnych mocno obciążonych, jednak można już znaleźć przykłady takich konstrukcji. Ultra wysokiej wytrzymałości fibrobeton został zastosowany do sprężonego mostu w Bourge-les-Valence we Francji. Most ma rozpiętość 22 m skonstruowany z belek typu TT, szerokość elementu to 220mm a wysokość 900mm. Belki mostu zbrojone są wyłącznie kablami sprężającymi oraz włóknami stalowymi o zawartości 40kg/m^3 (ok. 0,5%),. Na rysunkach 3 i 4 pokazane są zdjęcia z budowy mostu.



Rys. 3 i 4. Wiadukt Bourge-les-Valence we Francji podczas wznoszenia [4]

4. Obciążenia działające na wieże

Głównym obciążeniem działającym na wieże to wiatr, jego oddziaływanie zostało przyjęte według PN-EN –1991-1-4 dla najniekorzystniejszej strefy wiatrowej 2.

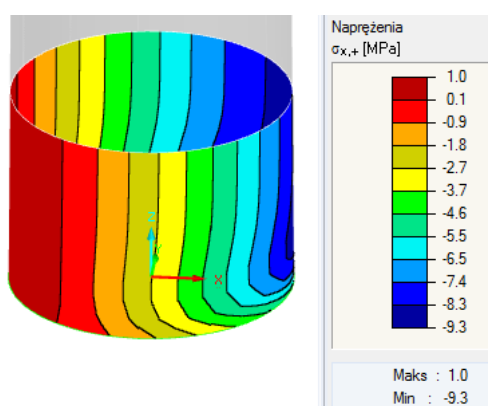
Wiatr również oddziałuje na gondolę oraz wirnik z łopatom, to obciążenie zostało przyjęte według PN-IEC 61400-1/2, są to 2 siły statyczne:

- wypadkowa charakterystyczna siła generowana wiatrem na łopate o wartości 401,4kN,
- wypadkowa charakterystyczna siła generowana wiatrem na gondole o wartości 77,85kN.

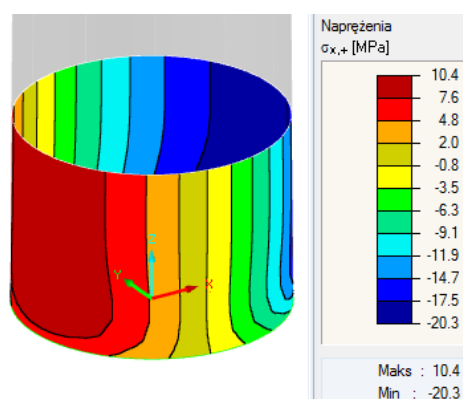
Siły zostały przyłożone do wierzchołka wieży, zgodnie z kierunkiem oddziaływania wiatru. Istotnym obciążaniem jest ciężar własny, nie tylko samej konstrukcji ale również wyposażenia i turbiny. Ciężar turbiny wiatrowej przyjęto według danych firmy ENERCON dla E126/7580kW. Waga gondoli to 220 ton, a piasty wraz z łopatom 360 ton, natomiast wyposażenie to: drabina wewnętrzna z systemem asekuracyjnym, od góry fundamentu po szczyt wieży $0,15\text{kN/m}$; galerie pomostowe na wysokościach 100m, 150m oraz 198m - $1,18\text{kN/m}^2$; dźwig towarowo osobowy, GLP 1000 – 27kN.

5. Analiza wieży sprężonej z fibrobetonu o wysokości 200m

Przeprowadzono analizę koncepcyjną 200 - metrowej wieży pod turbozespół wiatrowy. Do obliczeń przyjęto beton C50/60 oraz zawartość włókien stalowych $V_f=1,5$. Wieża została zamodelowana w programie RFEM, jako powłoka o stałej grubości i 30cm ze zmienną średnicą od 7m w podstawie do 4m u szczytu. Materiał użyty w modelu to normowy beton C50/60, . Uwzględnione zostały 2 sytuacje SGU: a) montażowa (ciężar wieży + wiatr działający na wieże) oraz b) eksploatacyjna (ciężar wieży + ciężar wyposażenia + turbina wiatrowa + wiatr działający na wiatr i turbinę).

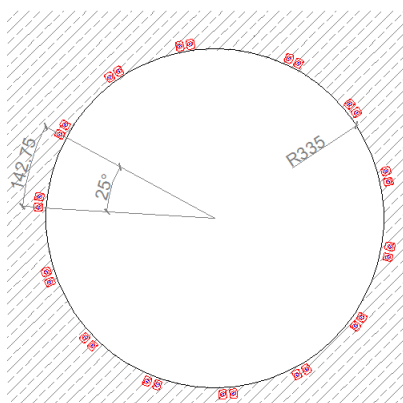


Rys. 5 Napężenia na dolnym fragmencie wieży w sytuacji montażowej



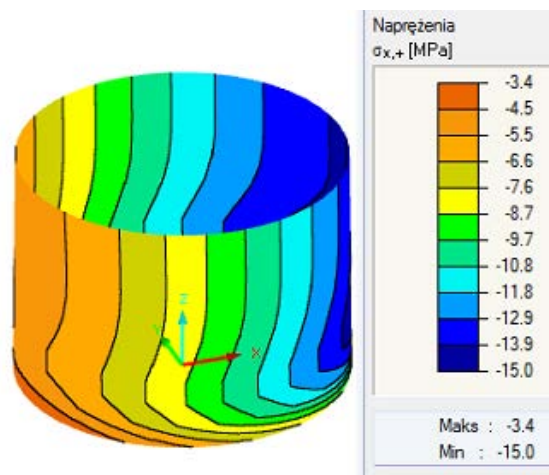
Rys. 6 Napężenie na dolnym fragmencie wieży w sytuacji eksploatacyjnej

Na rysunku 5 i 6 przedstawiono napężenia pionowe u podstawy wieży wywołane obciążeniami zewnętrznymi w sytuacji montażowej (rys.3) oraz w sytuacji użytkowej (rys.4). Znak „-” oznacza ściskanie. Aby ograniczyć rozciągania betonu do wieży wprowadzono 28 kabli sprężających złożonych z 7 splotów $7\Phi 5$ każdy. Rysunek 7 przedstawia rozmieszczenie zakotwień kabli u podstawy wieży.

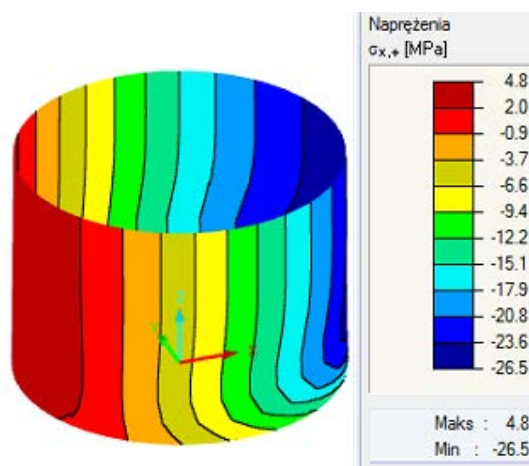


Rys. 7 Rozmieszczenie zakotwień u podstawy wieży

Na rysunkach 8 i 9 pokazano mapy naprężeń z uwzględnieniem sprężenia. Udało się zredukować rozciągania w sytuacji montażowej całkowicie natomiast w sytuacji użytkowej do 3,3MPa. Największe wychylenie górnego punktu wieży w sytuacji eksploatacyjnej od pionu wyniosło 201,5cm. Jest to mniej niż 1/100 wysokości wspornika.

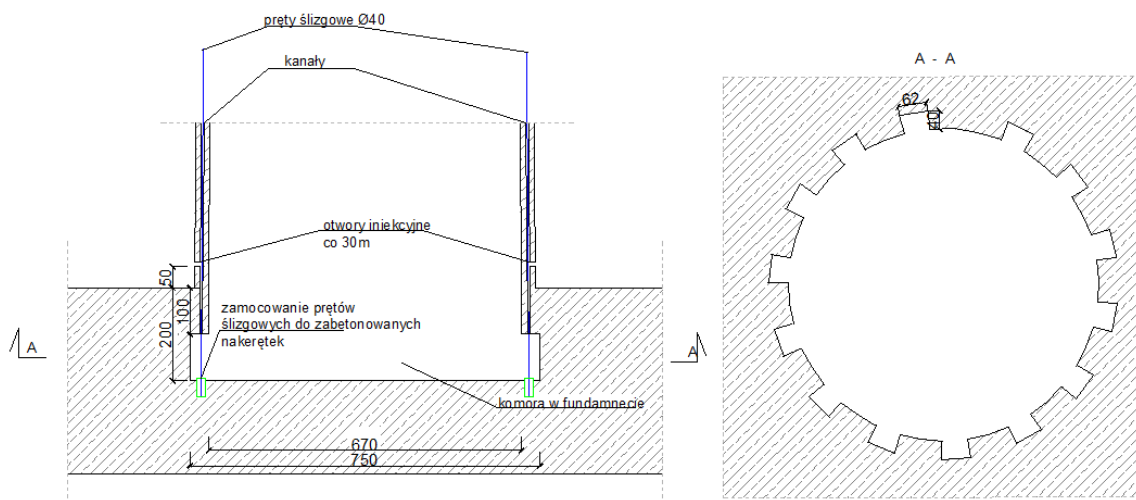


Rys.8 Naprężenia na dolnym fragmencie wieży w sytuacji montażowej po sprężeniu



Rys. 9 Naprężenie na dolnym fragmencie wieży w sytuacji eksploatacyjnej po sprężeniu

6. Koncepcja wykonania wieży



Rys. 10 Schemat wykonania montażu kabli w fundamencie

Budowa takich obiektów nie należy do łatwych realizacji, dlatego zaproponowano wykonanie wieży zbieżnym systemem deskowań ślizgowych. Polega ona na wznoszeniu konstrukcji w jednym procesie technologicznym, pręty ślizgowe dokładane są podczas podnoszenia się szalunków natomiast grubość i średnica ściany redukowane są za pomocą skrzynek. Prędkość wznoszenia

wynosi 3-8m na dobę. Kolejnym etapem jest wprowadzenie kabli sprężających, przewiduje się, że pręty ślizgowe będą prowadzone w kanałach, tak aby można je było wyciągnąć po zakończeniu wznoszenia konstrukcji. Podczas ich wyciągania ma równocześnie nastąpić wciąganie kabli sprężających. W fundamencie o średnicy 30m przewiduje się wykonanie komory we wnętrzu wieży o średnicy 6,7m. Pod każdą parą kabli zostanie wykonana bruzda o wymiarach 62x40cm w celu wprowadzenia kabla oraz umieszczenia zakotwienia 1,1m pod wieżą. Przez bruzdy wciągane będą kable do samego szczytu wieży. Na rys. 10 przedstawiony jest schemat wykonania komory oraz bruzd.

Po wprowadzeniu kabli następuje zazbrojenie i zabetonowanie pozostałej części fundamentu. Po stwardnieniu betonu wykonywany będzie naciąg jednostronny od góry, a następnie iniekcja zaczynem cementowym kanałów.

7. Podsumowanie

Połączenie fibrobetonu oraz sprężenia daje wiele korzyści. Po pierwsze pozwala wyeliminować zbrojenie miękkie, które utrudnia wykonanie elementów sprężonych. Po drugie fibrobeton to materiał o znacznie lepszych właściwościach mechanicznych w stosunku do zwykłego betonu. Dzięki dodaniu włókien do mieszanki betonowej otrzymujemy większą wytrzymałość na rozciąganie, a także również zdolność do przenoszenia obciążeń po zarysowaniu. Analizowana konstrukcja narażona przede wszystkim jest na działanie dynamiczne oraz zmęczeniowe, dzięki zastosowaniu fibrobetonu wieża staje się odporniejsza na takie oddziaływania. Sprężenie zostało wprowadzone, aby zwiększyć sztywność konstrukcji oraz ograniczyć rozciągania. W przyjętym rozwiązaniu wieży największe naprężenia rozciągające w sytuacji montażowej bez sprężenia wyniosły 0,7MPa a w sytuacji użytkowej po sprężeniu 4,8MPa. Zakładając wg RILEM TC162-TDF wytrzymałość fibrobetonu na rozciąganie $f_{ft}=6,8\text{MPa}$ łatwo zauważyć, iż:

- konstrukcja wieży może zostać wzniesiona do pełnej wysokości wynoszącej 200m bez etapowego sprężenia i bez ryzyka zarysowania,
- po sprężeniu konstrukcja pracować będzie jako niezarysowana

W artykule przedstawiono przykłady konstrukcji wykonanych bez zbrojenia miękkiego, co udowadnia możliwość stosowania betonu tylko ze zbrojeniem strukturalnym i sprężającym. Jednak mało mamy jeszcze doświadczenia w tej dziedzinie budownictwa, dlatego należy przyjrzeć się temu problemowi poprzez analizę oraz badania elementów sprężonych z fibrobetonu.

Literatura

- [1] Project UpWind :Design limits and solutions for very large wind turbines; A 20 MW turbine is feasible, March 2011
- [2] T. Zych : Współczesny fibrobeton - możliwość kształtowania elementów konstrukcyjnych i form architektonicznych, Czasopismo techniczne, Kraków 2010
- [3] M.A. Glinicki: Beton ze zbrojeniem strukturalnym, XXV Ogólnopolskie warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2010
- [4] J. Walraven: Innovative materials and technologies for concrete structures, Deft
- [5] J.Krakovska, A. Łapko : Przydatność stosowania nowoczesnych kompozytów fibrobetonowych w konstrukcjach budowlanych, Budownictwo i Inżynieria środowiska, Białystok
- [6] M.A. Glinicki: Wytrzymałość równoważna fibrobetonu na zginanie, Inżynier Budownictwa, Styczeń 2008
- [7] RILEM TC162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. „Materials and Structures”. 36, 2003, 560-567.
- [8] SKN SEP: Generatory stosowane w elektrowniach wiatrowych
- [9] PN-EN 1992-1-1 -Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [10] PN-EN 1991-1-4 - Oddziaływanie na konstrukcje. Część 4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru
- [11] M. Miska: Projekt prefabrykowanej wieży betonowej turbozespołu wiatrowego wraz z fundamentem, praca magisterska, Kraków 2010

USING THE POST TENSIONED FIBRES REINFORCED BOUNDED TENDON CONCRETE DUE TO ANALISYS TOWERS FOR WIND TURBINES

Summary

The paper is discussed the influence of steel fibers on the mechanical properties of the concrete. Presents an analysis of 200 meters tower with bounded tendon without mild steel reinforcement. Shown and discussed as examples of structures made of concrete without reinforcement steel. At the end is the concept of performance of the tower.

Opiekun naukowy: dr inż. Rafał Szydłowski IMiKB, Politechnika Krakowska

*warunki cieplno-wilgotnościowe, kondensacja
międzywarstwowa, współczynnik paroprzepuszczalności*

Anna RUMIJOWSKA¹
Anna PESZEK¹

ANALIZA WPLYWU KONSTRUKCJI ŚCIAN ZEWNĘTRZNYCH NA ICH WŁAŚCIWOŚCI CIEPLNO-WILGOTNOŚCIOWE

Niniejsza praca obejmuje analizę wpływu konstrukcji ściany na jej właściwości cieplno-wilgotnościowe. Celem pracy jest zbadanie jak wybór konstrukcji przegrody wpływa na możliwość gromadzenia się wilgoci na powierzchni i wewnątrz przegrody oraz ryzyko powstania pleśni na powierzchni. Obliczenia przeprowadzono dla ścian dwu- i trójwarstwowych zbudowanych z różnych materiałów konstrukcyjnych i izolacyjnych. Analizę porównawczą wykonano na podstawie sprawdzenia możliwości kondensacji pary wodnej na powierzchni i między warstwami. W podsumowaniu artykułu zamieszczono wnioski wynikające z porównania poszczególnych wariantów.

1. Wprowadzenie

Wymagania, jakie stawia się przegrodom budowlanym, dotyczą między innymi izolacyjności cieplnej oraz kondensacji pary wodnej i szczelności na przenikanie powietrza. Izolacyjność cieplna przegród związana jest ze współczynnikiem przenikania ciepła U_c , który zgodnie z rozporządzeniem [1] nie może być większy niż wartość $U_{c(max)}$. Od 01.01.2014r. obowiązują nowe wymogi dotyczące warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, i tak wartość U_c musi być mniejsza niż $0,25 \text{ W/m}^2\text{K}$, a od roku 2021 mniejsza od $0,2 \text{ W/m}^2\text{K}$ dla ścian zewnętrznych, w których temperatura wewnętrzna jest większa od 16°C [2]. Wymagania dotyczące powierzchniowej kondensacji pary wodnej wynikają przede wszystkim z ryzyka rozwoju grzybów pleśniowych na wilgotnych powierzchniach przegród budowlanych. Obowiązujące w Polsce wymagania dotyczące minimalnej temperatury na wewnętrznej powierzchni przegród budowlanych [1] opracowane zostały przy przyjęciu, że decydującym warunkiem rozwoju tych grzybów jest zawilgocenie powierzchni przegród budowlanych. Zatem w celu uniknięcia porażenia pleśniowego przegrody wystarczy, aby temperatura jej powierzchni od strony pomieszczenia (v_i) była wyższa od temperatury punktu rosy (t_s) powietrza wewnętrznego. Stąd należy spełnić warunek $t_s < v_i$. Drugim równoważnym warunkiem jest ocena ryzyka wystąpienia pleśni poprzez obliczenie

¹ Doktorantka Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

czynnika temperaturowego $f_{R_{si}}$ i przyrównanie go do minimalnego bezwymiarowego czynnika temperaturowego dla danego miesiąca $f_{R_{si,min}}$. Jeśli dla każdego miesiąca warunek $f_{R_{si}} > f_{R_{si(max)}}$ jest spełniony to nie ma możliwości wystąpienia ryzyka pleśni. Szczegółowe wymagania w tym zakresie podane zostały w załącznikach do rozporządzeń[1,3]. Warunek kondensacji międzywarstwowej polega na sprawdzeniu czy wykresy ciśnienia cząstkowej i nasyconej pary wodnej się przecinają. Jeśli tak, oznacza to, że dochodzi do kondensacji pary wodnej wewnątrz ściany w okresie zimowym. Taka sytuacja jest dopuszczalna, pod warunkiem, że struktura przegrody umożliwi odparowanie kondensatu w lecie i nie nastąpi zniszczenie materiałów, z których składa się konstrukcja. Wymaga to sprawdzenia dwóch warunków. $\bar{W} > W$, czyli czy ilość kondensatu zgromadzonego w okresie zimowym (W) wyschnie w okresie letnim (\bar{W}), oraz czy zawilgocenie danej warstwy materiału nie przekracza maksymalnej wartości zawilgocenia dla tego materiału $\Delta u \leq \Delta u_{max}$ [4]. Ponadto w każdym budynku przegrody zewnętrzne oraz połączenia okien z ościeżami należy projektować i wykonywać pod kątem osiągnięcia ich całkowitej szczelności na przenikanie powietrza. Odpowiednio zaprojektowane i wykonane przegrody, przekładają się na korzystny mikroklimat wewnątrz, w szczególności na komfort cieplny użytkowników oraz jakość powietrza. Rozwój grzybów i pleśni niekorzystnie wpływa na zdrowie fizyczne i psychiczne osób przebywających w takich pomieszczeniach.

Prawidłowe zaprojektowanie przegród związane jest z wyborem odpowiednich materiałów zarówno konstrukcyjnych, jak i izolacyjnych. W ramach niniejszego artykułu przedstawiono analizę kilkuwariantów przegród budowlanych, w której przeprowadzono obliczenia ze względu na wymagania cieplno-wilgotnościowe stawiane przegrodom budowlanym. W związku z tym wykonano: obliczenia współczynnika przenikania ciepła U , sprawdzenie wystąpienia kondensacji pary wodnej na powierzchni oraz sprawdzono ryzyko wystąpienia pleśni, a także możliwość wystąpienia kondensacji międzywarstwowej wewnątrz przegrody.

2. Analizowane warianty przegród budowlanych

W pracy przeanalizowano dwa typy przegród budowlanych: dwu- i trójwarstwowe, położone we Wrocławiu i Zakopanym o dwóch grubościach izolacji termicznej: 5cm i 15cm. Poszczególne warstwy zaprojektowano z materiałów o różnym współczynniku przepuszczalności pary wodnej δ . Omawiane warianty zestawiono w (tab.1) wraz z właściwościami poszczególnych materiałów.

Na właściwości cieplno-wilgotnościowe przegrody największy wpływ będą miały takie parametry materiałów jak współczynniki: przewodzenia ciepła λ i paroprzepuszczalności δ . Do analizy, jako materiały konstrukcyjne, przyjęto cegłę pełną o stosunkowo niskim współczynniku

dyfuzji pary wodnej oraz beton komórkowy charakteryzujący się dużą wartością δ . Ponadto połączono oba te materiały ze styropianem (odpornym na dyfuzyjne przenikanie pary wodnej) i z wełną mineralną o współczynniku dyfuzji takim jak dla powietrza. Wartości tych parametrów mają szczególne znaczenie w kontekście badanych ścian zewnętrznych.

Tablica 1. Zestawienie analizowanych wariantów wraz z parametrami materiałowymi

Materiał w ścianach dwu(II) - i trójwarstwowych(III)		Grubość warstwy d	Współczynnik przewodzenia ciepła λ [W/mK]	Współczynnik paroprzepuszczalności δ [10^{-4} g/mhPa] [4]	
W1-II	W1-III				
Tynk cementowo-wapienny		2cm	0,82	45	
Cegła ceramiczna pełna		25cm	0,77	105	
Wełna mineralna		15 lub 5cm	0,036	480	
Tynk cem. na siatce z włókna szklanego	Cegła klinkierowa	0,1cm	1,0	100	135
W2-II	W2-III				
Tynk cementowo-wapienny		2cm	0,82	45	
Cegła ceramiczna pełna		25cm	0,77	105	
Styropian		15 lub 5cm	0,04	12	
Tynk cem.-wapienny	Cegła klinkierowa	1,5cm	1,0	45	135
W3-II	W3-III				
Tynk gipsowy wewnętrzny		2cm	0,82	112	
Beton komórkowy		25cm	0,77	225	
Wełna mineralna		15 lub 5cm	0,036	480	
Tynk cem. na siatce z włókna szklanego	Cegła klinkierowa	0,1cm	1,0	100	135
W3-II	W3-III				
Tynk gipsowy wewnętrzny		2cm	0,82	112	
Beton komórkowy		25cm	0,77	225	
Styropian		15 lub 5cm	0,04	12	
Tynk cem.-wapienny	Cegła klinkierowa	1,5cm	1,0	45	135

W świetle przedstawionej problematyki celem pracy jest określenie wpływu konstrukcji ścian zewnętrznych na ich właściwości cieplne i wilgotnościowe. Uzasadnionym staje się w tej sytuacji przeprowadzenie analizy obliczeniowej, pokazującej jak wybór konstrukcji przegrody zewnętrznej może wpłynąć na zawilgocenie ścian i powstawanie pleśni.

3. Analiza porównawcza otrzymanych wyników obliczeń

Obliczenia ciepłno-wilgotnościowe wybranych ścian zewnętrznych wykonywano w takich programach jak Excel i Rockwool. Do obliczeń przyjęto dane ze stacji meteorologicznych we Wrocławiu i w Zakopanym. Ponadto przyjęto temperaturę powietrza wewnętrznego 20°C i wilgotność względną powietrza wewnętrznego 55%. Wyniki obliczeń, tj. opór cieplny R , opór dyfuzyjny r_w , współczynnik przenikania ciepła U , bezwymiarowe czynniki temperaturowe

$f_{R_{si}}, f_{R_{si,min}}$, oraz stosunek temperatury wewnętrznej powierzchni przegrody do temperatury punktu rosy t_s/v_i , dla ścian z 15cm grubością izolacji przedstawiono w (tab.2), zaś w (tab.3) zestawiono wyniki obliczeń dla ścian z 5cm grubością izolacji cieplnej. W wariantach, w których grubość izolacji termicznej wynosi 15cm, współczynnik przenikania ciepła U spełnia wymagania [2], a największy opór cieplny uzyskano dla W3-II, najmniejszy zaś dla W2-II. Warunki na kondensację powierzchniową i powstanie pleśni nie zostały spełnione. W żadnym miesiącu w roku nie zachodzi również kondensacja międzywarstwowa. Przegrody są więc prawidłowo zaprojektowane.

Tablica 2. Wyniki symulacji dla ściany usytuowanej we Wrocławiu z 15cm grubością izolacji

DWUWARSTWOWA WROCLAW 15cm izolacji		R [m ² K/W]	U [W/m ² K]	r_w [m ² hPa/g]	t_s/v_i	$f_{R_{si}}$	$f_{R_{si,min}}$
W1-II	Ściana z cegły ceramicznej pełnej i wełny mineralnej	4,694	0,213	3258	0,513	0,893	0,775
W2-II	Ściana z cegły ceramicznej pełnej i styropianu	4,288	0,233	15699	0,510	0,883	0,775
W3-II	Ściana z betonu komórkowego i wełny mineralnej	4,994	0,200	1722	0,514	0,900	0,775
W4-II	Ściana z betonu komórkowego i styropianu	4,588	0,218	14163	0,512	0,891	0,775

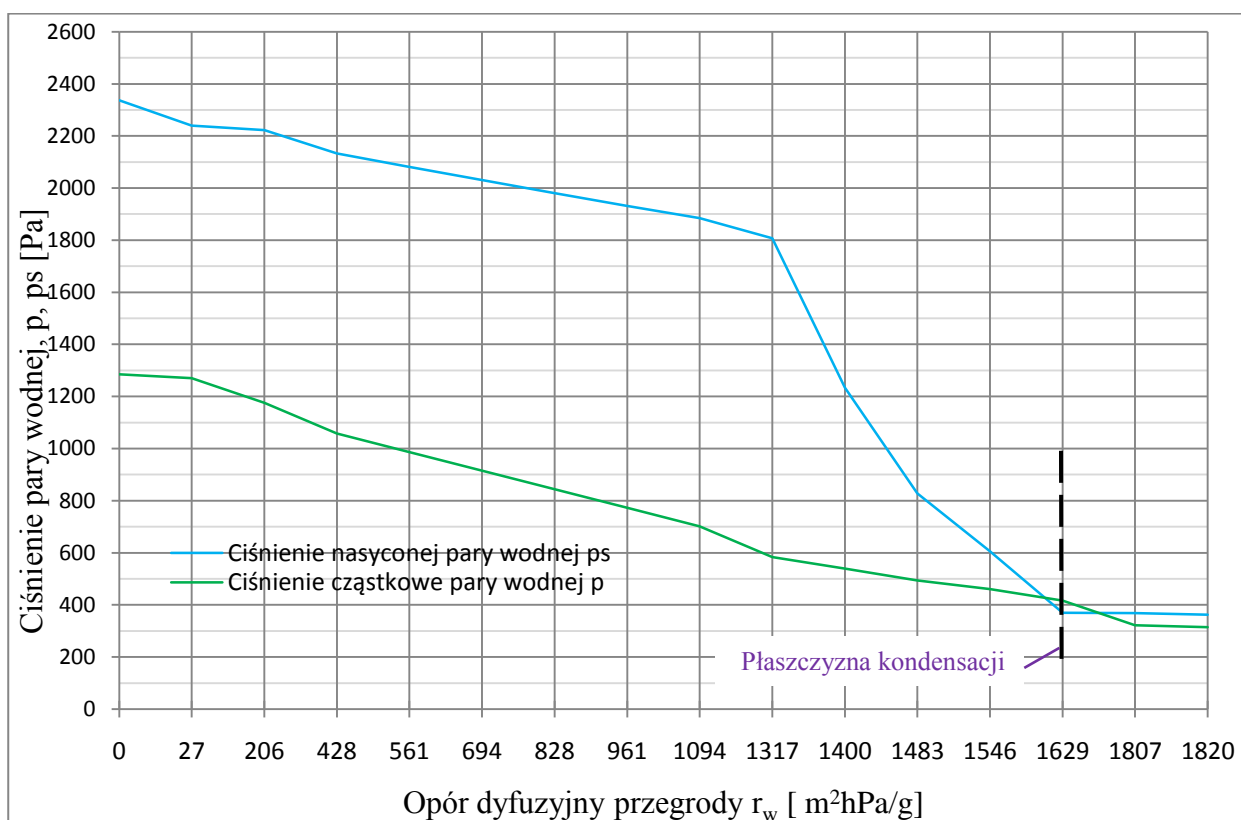
Tablica 3. Wyniki symulacji dla ściany usytuowanej we Wrocławiu z 5cm grubością izolacji

DWUWARSTWOWA WROCLAW 5cm izolacji		R [m ² K/W]	U [W/m ² K]	r_w [m ² hPa/g]	t_s/v_i	$f_{R_{si}}$	$f_{R_{si,min}}$
W1-II	Ściana z cegły ceramicznej pełnej i wełny mineralnej	1,916	0,522	3050	0,503	0,739	0,775
W2-II	Ściana z cegły ceramicznej pełnej i styropianu	1,788	0,559	7365	0,471	0,720	0,775
W3-II	Ściana z betonu komórkowego i wełny mineralnej	2,216	0,451	1612	0,506	0,774	0,775
W4-II	Ściana z betonu komórkowego i styropianu	2,088	0,479	5830	0,503	0,761	0,775

W przypadku, gdzie izolacja termiczna ma grubość 5 cm, graniczne wartości współczynnika przenikania ciepła U nie zostały osiągnięte, przegroda ta nie spełnia wymagań [2] ($U \leq 0,25$ kWh/m²rok). Niestety w Polsce istnieje bardzo wiele budynków wybudowanych w latach 1920-1990, w których przegrody charakteryzują się bardzo niskim współczynnikiem przenikania ciepła. W tak zaprojektowanej przegrodzie niespełniony jest dodatkowo warunek na ryzyko powstania pleśni $f_{R_{si}} < f_{R_{si(max)}}$ w najbardziej niekorzystnym przypadku, czyli za wysokimi szafami ustawionymi przy ścianach zewnętrznych. W każdym z wariantów przyjmuje on wartości mniejsze od bezwymiarowego czynnika temperaturowego $f_{R_{si,min}}$ wynoszącego 0,775 (tab.3).

Te same obliczenia wykonane dla przegród zewnętrznych położonych w Zakopanem, gdzie temperatura powietrza zewnętrznego w styczniu spada poniżej -7°C w 65% czasu trwania tego

miesiąca, a wilgotność względna powietrza zewnętrznego w tym czasie wynosi 87%, wykazały, że dla W3-II warunek na kondensację pary wodnej międzywarstwami został spełniony. Ogólnym warunkiem wystąpienia kondensacji pary wodnej wewnątrz przegrody jest przecięcie się wykresów ciśnień nasyconej p_s i cząstkowej pary wodnej p . Wykresy te przecięły się na granicy wełny i tynku zewnętrznego. Należy tutaj zaznaczyć, że zastosowano tynk mineralny z włókna szklanego. Gdyby został zastosowany tynk cementowo-wapienny lub akrylowy nastąpiłaby znacznie większa kondensacja.



Rys. 1. Rozkład ciśnień pary wodnej dla W3-II, ściana usytuowana w Zakopanem, $\theta_e = -7^\circ\text{C}$

Obliczenia wykazały, że został spełniony warunek na ilość kondensatu gromadzącego się w zimie, gdyż $W=532\text{g/m}^2$ jest mniejsze niż ilość kondensatu, który wysycha w okresie letnim $\bar{W}=7149\text{g/m}^2$ [4] oraz zawilgocenie materiału $\Delta u=0,89\%$ nie przekracza maksymalnej wartości zawilgocenia wełny mineralnej $\Delta u_{max}=6,2\%$ [4], w której zachodzi kondensacja.

Dalsza analiza obejmuje sprawdzenie tych samych warunków dla ścian trójwarstwowych, w których tynk zewnętrzny zastąpiono warstwą licową z cegły klinkierowej o współczynniku dyfuzji pary wodnej $\delta =135$ (tab.1). Otrzymane wyniki zestawiono w (tab.4) oraz na wykresach (rys.3).

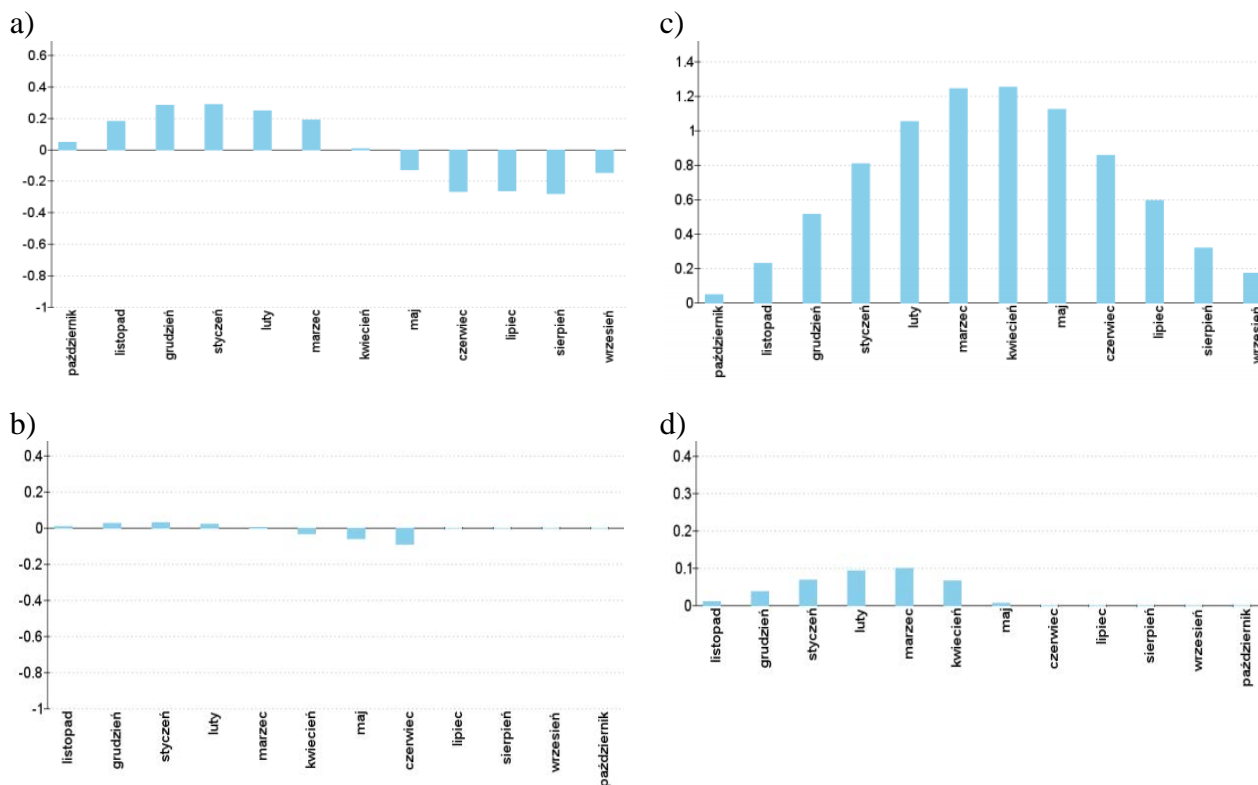
Pomimo tego, że do kondensacji międzywarstwowej dochodzi we wszystkich wariantach

(rys.3), tylko tam gdzie została zastosowana wełna mineralna (W1-III i W-III) następuje akumulacja wilgoci(rys.2). Ilość zgromadzonego kondensatu w tych wariantach jest blisko dziesięciokrotnie większa niż w przegrodach ze styropianem. Bilans zgromadzonego kondensatu w ciągu roku jest dodatni, więc z roku na rok będzie się gromadził.

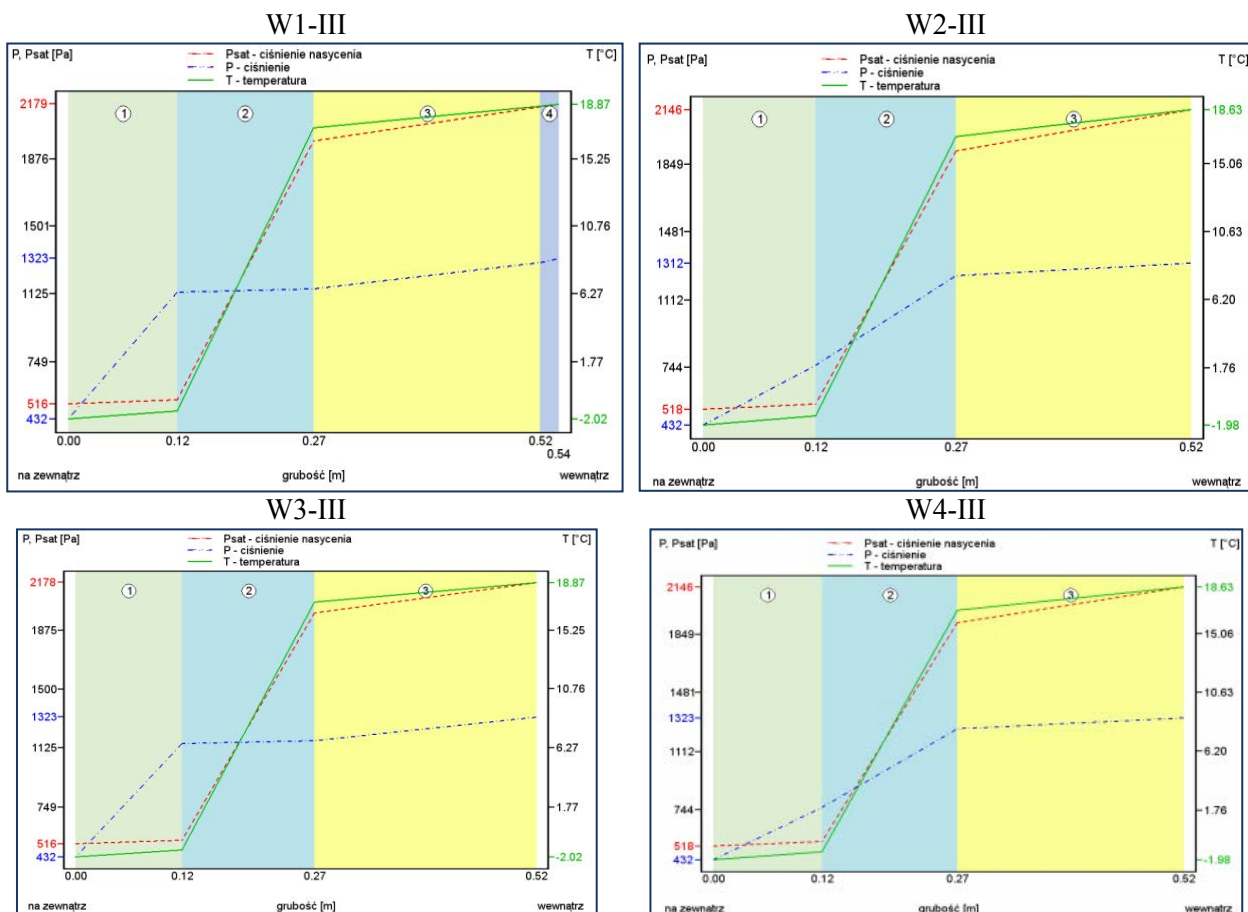
Tablica 4. Porównanie wyników otrzymanych dla ściany trójwarstwowej w programie Rockwool

	W1-III	W2-III	W3-III	W4-III
Ocena pod kątem rozwoju pleśni	Zaprojektowana prawidłowo	Zaprojektowana prawidłowo	Zaprojektowana prawidłowo	Zaprojektowana prawidłowo
Ocena pod kątem wystąpienia kondensacji	Zaprojektowana nieprawidłowo	Zaprojektowana prawidłowo	Zaprojektowana nieprawidłowo	Zaprojektowana prawidłowo
Czy zachodzi kondensacji międzywarstwowa?	TAK	TAK	TAK	TAK
Największa ilość kondensatu występuje w miesiącu:	W każdym wariantcie największa ilość kondensatu wystąpiła w miesiącu styczniu pomiędzy warstwą izolacyjną a cegłą klinkierową			
Ilość zakumulowanego kondensatu g_c [kg/m ²]	0,25304	0,02974	0,29048	0,06933
p_s na styku warstw	538,97	545,61	539,13	545,61
p na styku warstw	1135,66	757,23	1154,67	761,23

W wariantcie W2-III ilość zakumulowanej w zimie wilgoci zaczyna maleć od marca i całkowicie wysycha w czerwcu.



Rys. 2. Wykres ilości kondensatu a) W1-III b) W2-III. Wykres zakumulowanej ilości wilgoci w przegrodzie c) W1-III, d) W2-III



Rys. 3. Wykresy rozkładu ciśnienia w ścianach dla miesiąca: styczeń

4. Podsumowanie

Analiza wpływu zastosowanych konstrukcji przegród na właściwości cieplne i wilgotnościowe wykazała, że:

- Standardowa przegroda dwuwarstwowa, która spełnia obecne wymagania techniczne dotyczące współczynnika przenikania ciepła U i posiada poprawny układ warstw (izolacja od strony zewnętrznej) spełnia warunki cieplno-wilgotnościowe.
- Przegrody niespełniające wymogów dotyczących współczynnika przenikania ciepła U , niespełniły warunku na ryzyko powstania pleśni w miejscach szczególnych jakimi są powierzchnie za szafami.
- Dla ekstremalnych warunków zewnętrznych, jakie występują w V strefie klimatycznej w Polsce, w ścianie dwuwarstwowej (W3-II) dochodzi do kondensacji międzywarstwowej, jednak ilość wilgoci, jaką przegroda gromadzi w miesiącach zimowych jest na tyle mała, że wysycha w okresie letnim. Zawilgocenie wełny mineralnej nie przekracza maksymalnych wartości zawilgocenia dla tego materiału. Przegroda ta spełnia warunki techniczne.
- Przegrody trójwarstwowe z wełną mineralną (W1-III i W3-III) są zaprojektowane

nieprawidłowo, w tym przypadku niezbędne jest zastosowanie szczeliny wentylacyjnej pomiędzy warstwą licową, a wełną mineralną, aby umożliwić odparowanie zgromadzonego kondensatu.

Literatura

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 listopada 2008r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie
- [2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 5 lipca 2013r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie
- [3] PN-EN ISO 13788:2003 Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku. Temperatura powierzchni wewnętrznej konieczna do uniknięcia krytycznej wilgotności powierzchni i kondensacja międzywarstwowa. Metody obliczania
- [4] Marszałek K., Nowak H., Śliwowski L.: Materiały do ćwiczeń z fizyki budowli. Wrocław, Politechnika Wrocławska, 1986.

ANALYSIS OF THE HYGROTHERMAL PERFORMANCE IN DIFFERENT TYPES OF CONSTRUCTION PARTITION IN BUILDING

Summary

The following paper involves the analysis of the influence of the wall construction on hygrothermal performance. The aim of this work is to investigate how the choice of a wall construction influent on the accumulation of moisture and the risk of mould. The calculations were performed for two- and three-layer walls made of different construction and insulation materials. The comparative analysis was based on assessing the risk of internal surface condensation of building and interstitial condensation due to water vapour diffusion between the layers. Finally, the article contains the conclusions resulting from the comparison all of the options.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Henryk Nowak, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

*ściana oporowa, stateczność, niezawodność*Mateusz STACH¹

PROBABILISTYCZNA ANALIZA OPTYMALIZACJI WYMIARÓW ŚCIANY OPOROWEJ Z UWAGI NA JEJ STATECZNOŚĆ

Przedmiotem pracy jest oszacowanie prawdopodobieństwa awarii ściany oporowej w celu optymalizacji szerokości podstawy. Rozpatrywano pionową ścianę wspornikową z poziomą podstawą. Szerokość podstawy potraktowano jako zmienny parametr projektowy. Właściwości parametrów gruntowych stanowiły zmienne losowe o rozkładzie beta. Rozważano cztery formy utraty stateczności: wypieranie gruntu spod podstawy, obrót (wyrażony położeniem wypadkowej obciążenia) oraz przesunięcie w poziomie posadowienie i na styku dwóch warstw podłoża.

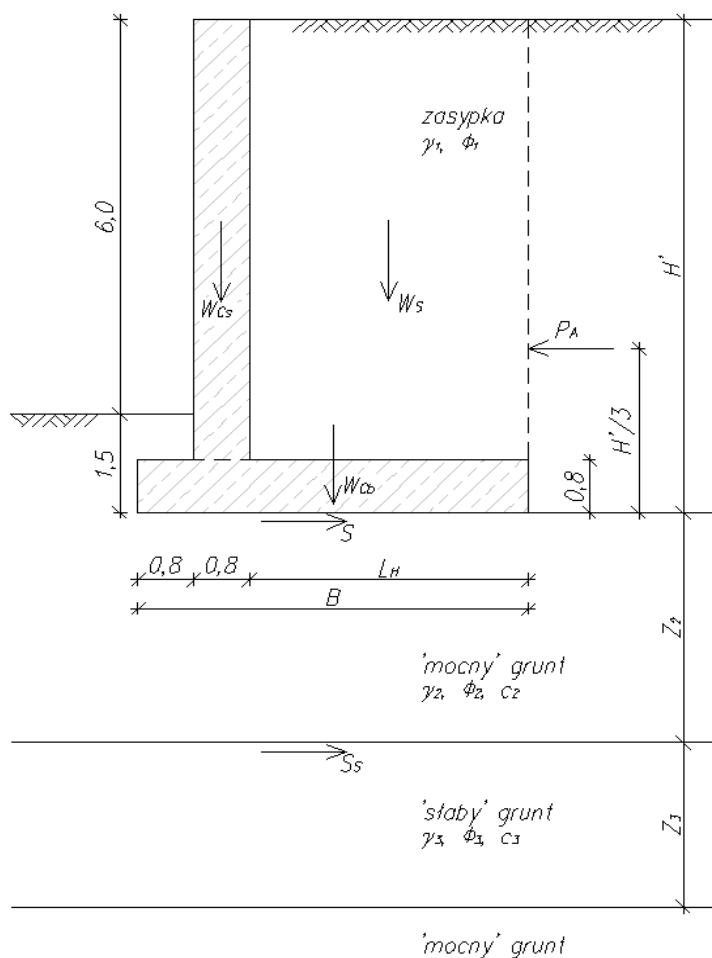
1. Warunki stateczności i ocena niezawodności.

Projektowanie ścian oporowych polega na spełnieniu dwóch podstawowych wymagań: nośność elementów konstrukcji musi przeciwdziałać siłom wewnętrznym (moment zginający, siła tnąca) oraz geometria ściany musi zapewniać równowagę w odniesieniu do sił zewnętrznych. Sprawdzenie stanów granicznych nośności ściany oporowej obejmuje kilka form utraty stateczności. Zwykle sprawdzeniu podlegają wypieranie gruntu pod podstawą, obrót ściany względem krawędzi podstawy, przesunięcie w podstawie lub warstwach gruntów leżących niżej oraz stateczność ogólna ściany oporowej wraz ze skarżą [9].

Przedmiotem tego opracowania jest analiza warunków stateczności ściany oporowej. Nie sprawdzano warunku obrotu. Można wykazać [10], że warunek ten jest zawsze spełniony, jeśli wypadkowa obciążeń znajduje się w rdzeniu podstawy. Nie badano także stateczności ogólnej (tzn. stateczności skarpy wraz ze ścianą oporową). Skoncentrowano się na analizie z geotechnicznego punktu widzenia i w konsekwencji nie sprawdzano stanów granicznych nośności poszczególnych elementów konstrukcji. Uznano, że elementy te będą zaprojektowane poprawnie i nie ulegną zniszczeniu. Schemat rozpatrywanego zadania pokazano na rysunku 1. Założono, że ściana posadowiona jest na poziomym, uwarstwionym podłożu oraz że poziom zwierciadła wody jest na tyle niski iż nie ma wpływu na konstrukcję ściany, ani na nośność podłoża. Napięciem przyjęto poziomy i nieobciążony. Zgodnie z teorią Rankina zakłada się, że zasypka nad podstawą tworzy

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

współpracujący z nią blok, a równoległe do naziomu parcie aktywne gruntu P_A działa na pionową wirtualną płaszczyznę.



Rys. 1. Geometria analizowanej ściany.

W pracy badano następujące stany graniczne: wypieranie gruntu spod podstawy (BC), przesunięcie ściany w poziomie posadowienia (SL) i na styku dwóch warstw gruntu pod podstawą (SLs) oraz wystąpienie nadmiernego mimośrodu wypadkowej obciążeń (e). Rozważając każdy stan oddzielnie można określić współczynniki bezpieczeństwa dla poszczególnych stanów jako stosunek siły utrzymującej do odpowiedniego oddziaływania (dla BC , SL i SLs) oraz jako stosunek szerokości rdzenia podstawy do mimośrodu wypadkowej obciążeń (e). Uogólnione w ten sposób współczynniki bezpieczeństwa wynoszą:

$$SR_{BC} = \frac{R}{\sum V} \quad (1)$$

$$SR_{SL} = \frac{S}{P_A} \quad (2)$$

$$SR_{SLs} = \frac{S_S}{P_A} \quad (3)$$

$$SR_e = \frac{B/6}{|e|} \quad (4)$$

Stan awarii pojawia się, gdy którykolwiek ze współczynników bezpieczeństwa (wzory 1-4) jest mniejszy od 1. Z punktu widzenia teorii niezawodności omawiane formy utraty stateczności stanowią system szeregowy. Oznacza to, że do bezawaryjnej pracy konstrukcji musi być zachowana stateczność ze względu na wszystkie cztery, sprecyzowane powyżej warunki. Prawdopodobieństwo awarii systemu szeregowego można zapisać jako:

$$P_F = P((SR_{BC} < 1) \cup (SR_{SL} < 1) \cup (SR_{SLs} < 1) \cup (SR_e < 1)) \quad (5)$$

Do obliczeń niezawodności systemu wykorzystano z ograniczeń Ditlevsena [1]:

$$P_{F \text{ sys}} = \begin{cases} \leq \sum_{i=1}^k P(F_i) - \sum_{i=2}^k \max\{P(F_i \cap F_j)\} \\ \geq P(F_1) + \sum_{i=2}^k \left[\max\left\{0; P(F_i) - \sum_{i=2}^{k-1} \{P(F_i \cap F_j)\}\right\} \right] \end{cases} \quad (6)$$

2. Oszacowanie miar niezawodności dla przykładowej ściany oporowej

Układ warstw gruntów oraz typ i wymiary geometryczne ściany oporowej rozważanej w tej pracy pokazano na rysunku 1. i w tabelicy 1. Wymiary geometryczne mają wartość stałą (nielosową). Długość odsadzki tylnej stanowi zmienny parametr projektowy. W obliczeniach analizowano zmiany miar niezawodności w zależności od długości odsadzki. Zasypkę stanowi grunt gruboziarnisty. Pod podstawą występują grunty drobnoziarniste. Założono, że wszystkie właściwości gruntowe stanowią zmienne losowe o rozkładzie beta. Są to rozkłady o nośnikach ograniczonych, co dobrze koresponduje ze zmiennością właściwości gruntowych. Każda ze zmiennych losowych reprezentowana jest tu przez cztery następujące parametry:

$$\text{cov} = \frac{\sigma}{\mu} \quad (7)$$

$$a = \mu - 4\sigma \quad (8)$$

$$b = \mu + 4\sigma \quad (9)$$

gdzie μ - wartość średnia, cov - współczynnik zmienności, σ - odchylenie standardowe, a - wartość minimalna, b - wartość maksymalna. Wartość minimalna spójności dla podłoża gruntowego wychodzi ujemna, więc przyjęto „0” jako wartość minimalną.

Tablica 1. Parametry gruntowe.

Parametr gruntu	Jednostka	μ	cov	σ	a	b
γ_1	kN/m ³	20	0,05	1	16	24
φ_1	°	28	0,12	3,36	14,56	41,44
γ_2	kN/m ³	20	0,05	1	16	24
φ_2	°	25	0,20	5	5	45
c_2	kPa	50	0,30	15	0	110
γ_3	kN/m ³	20	0,05	1	16	24
φ_3	°	15	0,20	3	3	27
c_3	kPa	15	0,30	4,5	0	33

Parcie aktywne P_A działające na blok gruntu współpracujący ze ścianą (rys. 1.) jest równe:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma_1 H'^2 \quad (10)$$

gdzie H' jest całkowitą wysokością ściany, a K_A oznacza współczynnik parcia aktywnego. Parcie bierne zostało pominięte. Ciężar betonu przyjęto: $\gamma_c = 25$ kN/m³ i traktowano jako nielosowy. W przypadku analizy warunku na przesunięcie przyjęto 25% wpływu spójności gruntu, ze względu na naruszenie struktury gruntu spoistego. Opór na przesunięcie S w poziomie posadowienia (na styku podstawa ściany - grunt) jest zatem równy:

$$S = 0,25c_2B + \sum V \cdot \operatorname{tg}\varphi_2 \quad (11)$$

Opór na przesunięcie S_S w poziomie stropu warstwy 'słabej' (na styku 'mocny' grunt - 'słaby' grunt) wynosi:

$$S_S = 0,25c_3B + (\sum V + \gamma_2 z_2 B) \cdot \operatorname{tg}\varphi_3 \quad (12)$$

gdzie z_2 jest miąższością 'mocnej' warstwy, a B szerokością podstawy. Pod podstawą ściany założono podłoże uwarstwione. Miąższości warstw gruntu 'mocnego' i 'słabego' wynoszą

odpowiednio $z_2 = 7m$ i $z_3 = 4m$. Do obliczenia oporu na wypieranie skorzystano z propozycji Madeja [2]. Według tej propozycji opór na wypieranie gruntu spod podstawy w warunkach z odpływem jest równy:

$$R = R_3 + \eta \cdot (R_2 - R_3) \quad (13)$$

gdzie R_2 i R_3 to opory na wypieranie odpowiednio 'mocnej' i 'słabej' warstwy, natomiast η jest współczynnikiem Madeja. Na podstawie [2] współczynnik aproksymowano do postaci:

$$\eta = -41,719 + 1,899e^x + 4,476x + 19,930x^2 - 4,542x^3 - 0,322x^4 + 39,822\cos(x) - 3,681\sin(x) - 2,799\cos(x)\sin(x) \quad (14)$$

gdzie x jest stosunkiem miąższości warstwy gruntu słabego z_3 do szerokości podstawy B . Opór na wypieranie w warunkach z odpływem dla 'mocnego' gruntu R_2 obliczono zgodnie z Eurokodem:

$$R_2 = A' \cdot (c_2 N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma) \quad (15)$$

Opór na wypieranie dla 'słabego' gruntu R_3 obliczono analogicznie jak R_2 .

3. Optymalizacja ściany oporowej

Jak w każdym procesie projektowania tak i w tym przypadku szukano rozwiązania optymalnego. Analizy niezawodnościowe oferują metody optymalizacji polegające na dążeniu do minimalnego kosztu konstrukcji przy uwzględnieniu ryzyka awarii. Można zatem zapisać zależność, że całkowity oczekiwany koszt konstrukcji jest równy sumie kosztów początkowych i ryzyka. Ryzyko w inżynierskim podejściu określa prawdopodobieństwo awarii oraz jej konsekwencje. Zevgolis [10] analizował następującą zależność na całkowity oczekiwany koszt:

$$C_T = C_0 V + P_F (C_0 V + C_1 V) \quad (16)$$

gdzie: C_T – całkowity oczekiwany koszt konstrukcji, C_0 – jednostkowa cena konstrukcji, V – objętość betonu, P_F – prawdopodobieństwo awarii konstrukcji, C_1 – jednostkowy koszt konsekwencji zniszczenia konstrukcji. Pierwszy składnik $C_0 V$ to koszt początkowy, natomiast

wyrażenie $P_F(C_0V + C_1V)$ określa koszt konsekwencji awarii. Aby nie komplikować zadania poczyniono tu pewne założenie. Uznano, że utrata każdej formy stateczności pociąga takie same koszty (C_I). W rzeczywistości nie musi tak być. Przekształcając powyższe równanie otrzymano:

$$\frac{C_T}{C_0} = V \left[1 + P_F \left(1 + \frac{C_1}{C_0} \right) \right] \quad (17)$$

Zależność C_I/C_0 można określić jako wskaźnik ryzyka charakterystyczny dla danego przypadku. Optymalizację przeprowadzono dla wartości C_I/C_0 od 1 do 4. Szukano długości odsadzki dla której funkcja C_T/C_0 osiąga minimum.

4. Rezultaty i wnioski

Tablica 2. Prawdopodobieństwo awarii.

Długość odsadzki L_H [m]	Forma utraty stateczności				Niezależne tryby awarii (IND)	Ograniczenia Ditlevsena (SYS)
	Wyparcie gruntu (BC)	Przesunięcie fund-grunt (SL)	Przesunięcie grunt-grunt (SLs)	nadmierny mimośród (e)		
3,2	1,10E-02	1,17E-02	1,35E-02	2,27E-03	3,80E-02	2,90E-02
3,4	7,91E-03	7,51E-03	9,15E-03	4,83E-05	2,44E-02	1,85E-02
3,6	5,87E-03	4,81E-03	6,22E-03	1,56E-08	1,68E-02	1,29E-02
3,8	4,48E-03	3,08E-03	4,22E-03	<1,00E-10	1,17E-02	9,15E-03
4,0	3,50E-03	1,97E-03	2,86E-03	<1,00E-10	8,31E-03	6,59E-03
4,2	2,80E-03	1,26E-03	1,94E-03	<1,00E-10	5,99E-03	4,83E-03
4,4	2,28E-03	8,02E-04	1,31E-03	<1,00E-10	4,39E-03	3,61E-03
4,6	1,89E-03	5,11E-04	8,90E-04	<1,00E-10	3,29E-03	2,75E-03

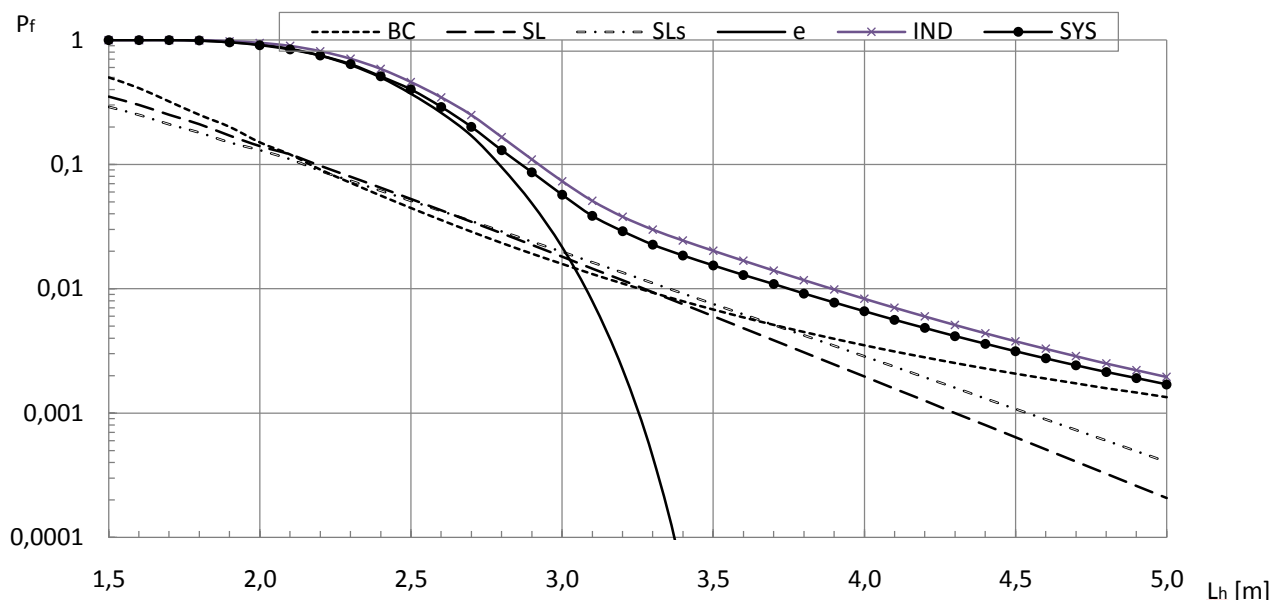
Tablica 3. Optymalizacja długości odsadzki.

Długość odsadzki L_H [m]	Prawdopodobieństwo awarii	Ct/C0			
		C1/C0			
		1	2	3	4
3,2	2,90E-02	9,734	10,000	10,267	10,534
3,3	2,26E-02	9,699	9,909	10,119	10,329
3,4	1,85E-02	9,706	9,879	10,053	10,226
3,5	1,54E-02	9,731	9,876	10,022	10,167
3,6	1,29E-02	9,766	9,888	10,011	10,134
3,7	1,09E-02	9,809	9,914	10,019	10,123
3,8	9,15E-03	9,857	9,946	10,034	10,123
3,9	7,75E-03	9,911	9,987	10,063	10,138

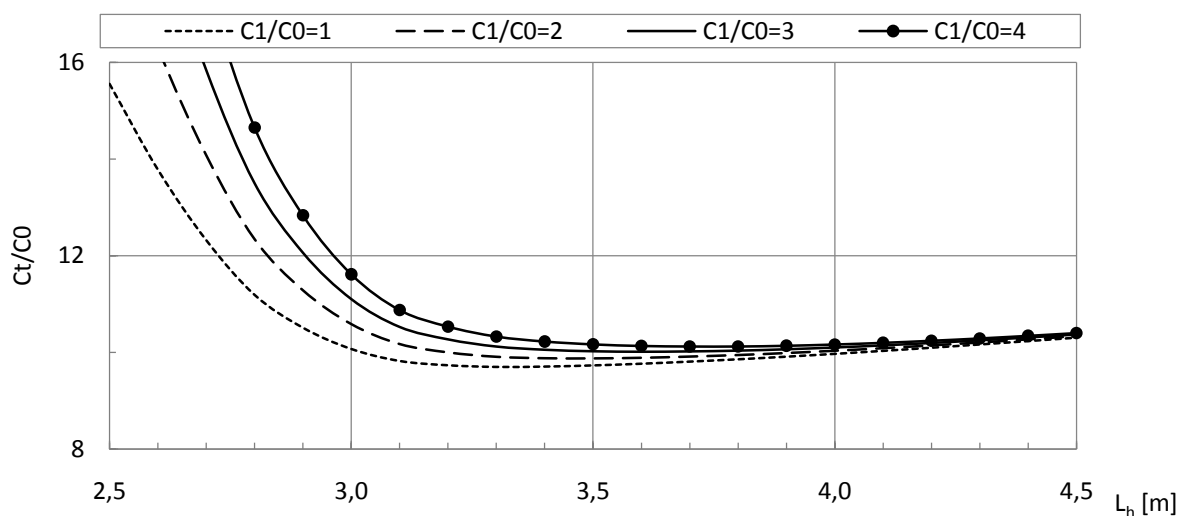
Istnieją różne systemy obliczeniowe do wyznaczania miar niezawodności. Jednym z nich jest pakiet STRUREL [8], który zawiera oprogramowanie Sysrel 9.6 Symbolic. Posłużono się nim

wykonując analizę poszukiwań prawdopodobieństwa awarii. Wyniki przedstawiono w tabeli 2. oraz na rysunku 2. Analizę optymalizacji długości odsadzki przedstawiono w tabeli 3. i na rysunku 3.

W tabeli 3. oznaczono wartości minimalne jakie osiąga funkcja C_T/C_0 . Odpowiadające im długości odsadzek są więc optymalnie dobrane. Badane w pracy prawdopodobieństwa awarii mogą być istotne przy wymiarowaniu konstrukcji oporowych według zasad teorii niezawodności (*reliability based design*). Pozwalają na projektowanie na odpowiednim poziomie bezpieczeństwa, czyli na postulowany wskaźnik niezawodności. Obliczenia tego typu są coraz częściej przeprowadzane dla porównania z obliczeniami według Eurokodu, szczególnie w skomplikowanych konstrukcjach, gdzie dosyć często projektuje się według zasad teorii niezawodności (*reliability based design*).



Rys. 2. Prawdopodobieństwo awarii.



Rys. 3. Optymalizacja ściany oporowej.

Literatura

- [1] Ditlevsen O., (1979), *Narrow reliability bounds for structural systems*, Journal of Structural Mechanics, 7(4), s. 453-472.
- [2] Madej J. (1977), *O nośności granicznej podłoża uwarstwionego*, Inżynieria i Budownictwo, nr 6; Nośność graniczna podłoża uwarstwionego w świetle normy PN-81/B-03020, VII Konfer. Mech. Gruntów i Fund., Poznań 1984, t.2, s. 23-30.
- [3] PN-83/B-03010. *Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [4] PN-EN 1997 – *Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne*.
- [5] PN-EN 1997-1: 2008/Ap 2. *Poprawka do polskiej normy PN-EN 1997-1. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne*.
- [6] Puła W., (2004), *Zastosowania teorii niezawodności do oceny bezpieczeństwa fundamentów*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.
- [7] Stach M., Wielomodalna probabilistyczna analiza stateczności ściany oporowej. *Inżynieria Morska i Geotechnika*. 2014, R. 35, nr 1, s. 35-43.
- [8] STRUREL, (2003), *A Structural Reliability Analysis Program System*, Comrel & Sysrel: User's Manual, RCP Consult, München.
- [9] Terzaghi K., Peck R. B., and Mesri G. (1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, 3rd edition.
- [10] Zevgolis I. E. and Bourdeau P. L., (2010), *Probabilistic analysis of retaining walls*, Computers and Geotechnics, 37, 359–373..

PROBABILISTIC ANALYSIS OF OPTIMIZATION DIMENSIONS OF RETAINING WALL DUE TO ITS STABILITY

Summary

The subject of the study is to estimate the probability of failure of the retaining wall in order to optimize the width of the base. The vertical cantilever wall with a horizontal base was considered. The heel of the wall was treated as variable design parameter. Properties of soil parameters were represented as random variables with beta distribution. Four modes of instability were considered: bearing capacity, rotation (in terms of the resultant load location), sliding in the base foundation level and at the interface between the two layers of the soil.

Opiekun naukowy: dr hab. inż. Wojciech Puła, prof. PWr, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska.



iniekcje, połączenia transwersalne, wzmocnienie, schemat zniszczenia

Marcin SZYSZKA¹

SZACOWANIE WPLYWU WZMOCNIEŃ TRANSWERSALNYCH ORAZ INIEKCJI NA NOŚNOŚĆ WIELOWARSTWOWYCH KONSTRUKCJI MUROWYCH

Praca dotyczy dwóch technik wzmocniania historycznych murów wielowarstwowych – iniekcji oraz połączeń transwersalnych. Omówiono materiały stosowane w obu metodach oraz proces aplikacji tychże wzmocnień. Ponieważ iniekcje są już techniką dobrze znaną przedstawiono zestaw najczęstszych błędów wykonawczych w oparciu o dotychczasowe prace, z kolei połączenia transwersalne są innowacyjne w związku z czym podano dokładny opis stosowania tego wzmocnienia. Opisano sposób działania każdej z metod w kontekście pracy statyczno-wytrzymałościowej – wskazano najczęstsze przyczyny uszkodzeń analizowanych konstrukcji, a następnie wpływ wzmocnienia na ich eliminację. Przedstawiono również ilościowe metody szacowania skuteczności omawianych metod. Podano również przykład liczbowy dla jednej z nich.

1. Wstęp

Wielowarstwowe mury historyczne – w szczególności te zbudowane z kamieni i wykazujące nieregularną teksturę, przez wiele lat pozostawały zbadane w niewielkim stopniu. Skutkowało to w słabym zrozumieniu ich zachowań statyczno-wytrzymałościowych. W takiej sytuacji wypracowanie odpowiednich metod wzmocniania było bardzo utrudnione. W ostatnich latach cykl dedykowanych programów badawczych (zarówno w laboratoriach jak i in situ) umożliwił zrozumienie zachowań statycznych (częściowo także dynamicznych) murów wielowarstwowych, a w dalszej kolejności pracę nad nowymi, efektywnymi metodami wzmocniania [1], [2], [3]. Poniżej przedstawiono możliwe sposoby oceny zarówno jakościowej jak i ilościowej dwóch technik – iniekcji oraz prętów transwersalnych. Metody te mogą być z powodzeniem łączone – ich pozytywne cechy uzupełniają się.

2. Iniekcje – opis metody

W tej metodzie materiałem wzmocniającym są mieszanki na bazie wapna, wapna hydraulicznego, cementu lub pucolany. Wprowadzane są one do wnętrza elementu murowego – w przypadku murów wielowarstwowych, do warstwy środkowej, która jest najniższej jakości.

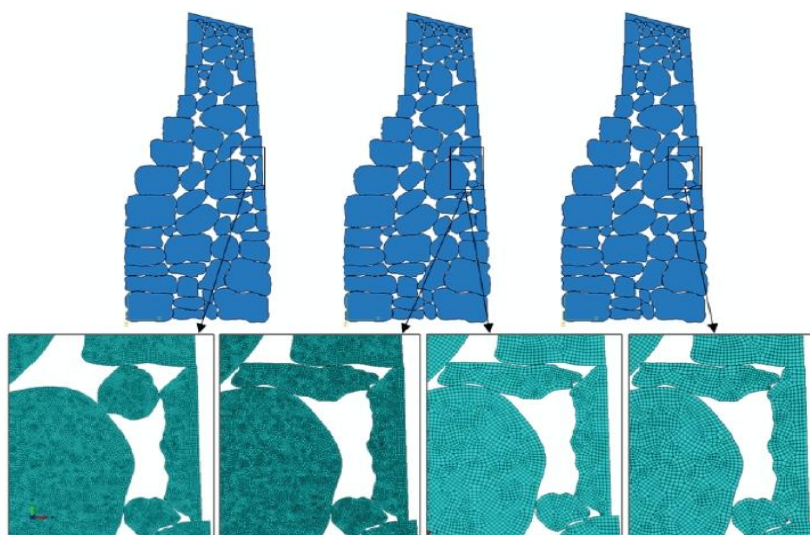
¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej,

Iniekcję można przeprowadzać pod ciśnieniem 2 – 5MPa za pośrednictwem systemu lanc umieszczanych w odwiertach, których rozstaw dobierany jest indywidualnie w zależności od rodzaju wzmocnianego przekroju. Może też być stosowana iniekcja grawitacyjna – bez jakiegokolwiek systemu hydraulicznego. Niezwykle istotny czynnik stanowi wstępna analiza morfologii konkretnego elementu murowego poddawanego interwencji. Iniekcji nie stosuje się w murach o objętości porów (miejsc pustych) poniżej 4% [4]. Nie bez znaczenia jest również kompatybilność chemiczna i fizyczna wprowadzanego iniektu z materiałami użytymi do wzniesienia wzmocnianej konstrukcji historycznych oraz ilość zawartej w niej wilgoci. Niepoprawne przeprowadzenie powyższej analizy skutkować może spłynięciem iniektu do podstawy muru, brakiem dostatecznego wypełnienia porów, przyspieszonej degradacji, a nawet trwałego uszkodzenia obiektu poddawanego wzmocnieniu lub naprawie. Omawiana metoda znalazła szerokie zastosowanie podczas rekonstrukcji obszaru Posočje w Słowenii dotkniętego trzęsieniem ziemi w roku 2004. Podczas prowadzonych prac zaobserwowano i wyszczególniono błędy wpływające na efekt konsolidacji [5]. Podstawowe z nich to: a. niewłaściwe przygotowanie zaczynu pod względem proporcji składników; b. przerywanie procesu tłoczenia iniektu (prowadzi to do rozpoczęcia procesu wiązania zaczynu i utrudnia prawidłowe podawanie środka); c. niewłaściwe przygotowanie muru w tym rozstawu, głębokości i kąta nachylenia odwiertów; d. niewłaściwy dobór ciśnienia (wysokie ciśnienie ułatwia proces technologiczny, lecz może prowadzić do uszkodzania elementu wzmocnianego); e. nieprawidłowa kolejność wykonywania prac (zaczyn powinien być podawany od podstawy muru wzwyż, zaburzenie kolejności skutkuje brakiem wypełnienia części porów).

3. Wpływ iniekcji na pracę konstrukcji

Celem podstawowym tej metody jest wzmocnienie środkowej warstwy muru, zwanej również rdzeniem. Grubość tej warstwy – może sięgać od 15cm, aż do 2m. Niezależnie od grubości, rdzenie charakteryzują się bardzo słabą jakością – wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie jest od 10 do 25 razy mniejsze w porównaniu z warstwami zewnętrznymi. Dodatkowo rdzenie konstruowane były zazwyczaj z różnego rodzaju odpadów budowlanych – ukruszonych kamieni, rumoszu, pękniętych cegłówek, które w sposób nieregularny i niedokładny łączone były ze sobą za pomocą słabej zaprawy. Taka technika wznoszenia powoduje powstawanie szczelin i jam w rdzeniu już w chwili powstawania obiektu – są to tzw. pustki. Dodatkowo na przestrzeni wieków w wyniku działania procesów erozji i wietrzenia pustki ulegają powiększeniu bądź powstają nowe – ubytki. Słaba jakość warstwy środkowej sprawia, że często nie jest ona w stanie przenieść własnego ciężaru,

stanowiąc w ten sposób dodatkowe obciążenie dla okładzin zewnętrznych. Zostało to ostatnio wykazane w [6] poprzez analizy numeryczne w których dokładnie odwzorowano układ kamieni w murze trójwarstwowym, a następnie umieszczono model numeryczny w polu grawitacyjnym (rys. 1).



Rys. 1. Model muru po dyskretyzacji – odwzorowanie ściany w obiekcie Prince of Wales Fort, [6]

Efektom takiej morfologii rdzenia jest także specyficzna praca statyczna wielowarstwowych murów kamiennych, w szczególności w czasie ściskania prostego. Znacznie słabszy rdzeń ulega zniszczeniu stosunkowo szybko, a cała siła jest przenoszona przez warstwy zewnętrzne (tzw. okładzinę). Co więcej rdzeń po zniszczeniu może zachowywać się niczym grunt sypki i wywierać dodatkowe parcie boczne na warstwy zewnętrzne. W takiej sytuacji okładziny są nie tylko ściskane, ale również zginane – znajdują się więc w złożonym stanie naprężenia. Dodatkowo należy zwrócić uwagę na fakt, iż problem zmienia swój schemat statyczny w czasie obciążania, jest to możliwe dzięki znacznie mocniejszym warstwom zewnętrznym, które zapewniają nośność globalną elementu, pomimo, iż lokalnie uległ on zniszczeniu. Przedstawione powyżej podejście tłumaczyłoby zaniżone wartości wytrzymałości na ściskanie wielowarstwowych paneli kamiennych otrzymywane w testach laboratoryjnych, np. [7]. Rezultaty doświadczalne są w wielu przypadkach niższe niż wynikałoby z zależności otrzymanych przez Egermanna [8]:

$$f_c = \frac{2t_e}{2t_e+t_i} f_e \quad (1)$$

$$f_c = \frac{2t_e}{2t_e+t_i} f_e + \frac{t_i}{2t_e+t_i} f_i \quad (2)$$

$$f_c = \frac{2t_e}{2t_e+t_i} \theta_e f_e + \frac{t_i}{2t_e+t_i} \theta_i f_i \quad (3)$$

Wytrzymałość na ściskanie f_c trójwarstwowego muru kamiennego opisano powyżej trzema równaniami opartymi na różnych założeniach: *Równanie (1)* – obciążenie jest w całości przenoszone przez elementy sztywniejsze – to jest warstwy zewnętrzne; *Równanie (2)* – obciążenie zewnętrzne jest przejmowane przez każdą warstwę proporcjonalnie do powierzchni przekroju poprzecznego każdej z nich; *Równanie (3)* – nośność przekroju zależy od pola powierzchni każdej z warstw oraz odpowiedniego współczynnika korekcyjnego. W powyższych zależnościach t_e oraz t_i są grubościami odpowiednio warstw zewnętrznych i wewnętrznej natomiast f_e oraz f_i są wytrzymałościami na ściskanie tychże warstw. Parametry θ_e oraz θ_i są współczynnikami korygującymi, uwzględniającymi brak osiowości obciążenia oraz dwuosiowy stan naprężenia w rdzeniu.

Zgodnie z uprzednimi uwagami, aby powyższe równania trafniej opisywały nośność całego przekroju, nośność i jakość rdzenia muszą zostać poprawione. W tym celu wykonuje się iniekcje do wnętrza muru. Zabieg ten ma istotne znaczenie zarówno dla pracy statycznej i dynamicznej konstrukcji, jak i jej nośności.

W pracy [9] Vintzileou wyprowadza prostą formułę pozwalającą na wyznaczenie nośności muru trójwarstwowego po procesie iniekcji. U podstaw leży następujące założenie: iniekcja nie wpływa istotnie na parametry warstw zewnętrznych. W rzeczywistości zaprawa wypełnia także pęknięcia, pustki i szczeliny w okładzinie, niemniej jednak założenie to znajduje się po stronie bezpiecznej. Tak więc zaprawa wpływa tylko na parametry rdzenia, a poprawa tych właściwości jest proporcjonalna do pierwiastka kwadratowego wytrzymałości na ściskanie zaprawy $f_{gr,c}$. Pierwiastek ma na celu przybliżenie wytrzymałości na rozciąganie. Przywoływana jest wytrzymałość na rozciąganie, ponieważ zniszczenie wzmocnionych paneli objawia się rysami pionowymi, a taka postać zniszczenia jest stowarzyszona w większym stopniu z wytrzymałością na rozciąganie niż na ściskanie. Wkład iniektu w końcową wytrzymałość muru na ściskanie $f_{wc,i}$ jest proporcjonalny do stosunku V_i/V_w (V_i oznacza objętość iniektu, V_w objętość całej ściany). Stąd otrzymano następującą zależność:

$$f_{wc,i} = f_{wc,0} * (1.00 + 1.25 * \frac{V_i}{V_w} * \frac{\sqrt{f_{gr,c}}}{f_{wc,0}}) \quad (4)$$

Gdzie $f_{wc,0}$ to wytrzymałość na ściskanie muru niewzmocnionego.

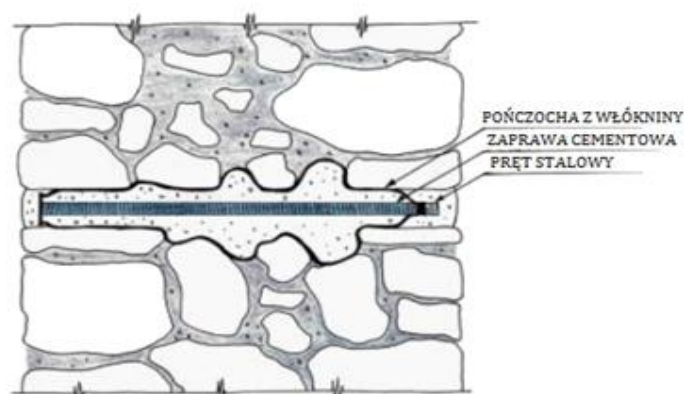
Teoretycznie wpompowany do wnętrza materiał poprawia także siłę połączenia pomiędzy rdzeniem, a okładziną. Jednakże w praktyce poprawa ta jest niesatysfakcjonująca, stąd pomysł

łączenia tej techniki z aplikacją wzmocnienia transwersalnego.

4. Pręty transwersalne – opis metody

Istnieje wiele odmian wzmocnień za pomocą prętów transwersalnych, opisywana technika jest udoskonaloną formą tej metody. System wzmacniający składa się ze stalowego pręta umieszczonego w odwiercie oraz poliestrowej skarpety (rys. 2). Pręt może być sprężony lub nie. W ścianie są wykonywane otwory w których umieszcza się pręty wraz z osłoną, a następnie do skarpety aplikowana jest zaprawa. Obecność osłony pozwala na utworzenie monolitycznego elementu cementowego, który dzięki elastyczności poliestru może przybierać dowolne kształty i wypełniać pustki, ponadto skarpeta ma zdolność do przepuszczania najdrobniejszych cząsteczek zaprawy. Aplikowane wzmocnienie jest zatem połączone z murem mechanicznie (zazębienie) oraz chemicznie (przyczepność). Wykształcony w ten sposób element (pręt + cement) wykazuje dużą sztywność i zdolność do przenoszenia sił zarówno podłużnych jak i poprzecznych. Z punktu widzenia konstrukcyjnego zaczyn wpompowany do rdzenia poprawia jego parametry wytrzymałościowe. Nadrzędnym celem tego wzmocnienia jest jednak połączenie ze sobą okładzin zewnętrznych.

Wykonanie wzmocnienia wymaga składa się z kilku kroków, m. in. usunięcia tynków (jeśli są obecne), uzbrojenia prętów w skarpetę oraz rurkę iniekcyjną, wykonanie otworów oraz iniekcję zaprawy. Otwory są wykonywane w ścianie na całej jej grubości. Otwór ma stałą średnicę równą 40mm. Odwiert wykonywany jest za pomocą diamentowych wiertel o rotacyjnym charakterze pracy (bez posuwistego – w celu uniknięcia dodatkowych wstrząsów destabilizujących). Stosowany system chłodzenia może być wodny lub powietrzny. Do interwencji stosowane są pręty gwintowane na całej ich długości. Na pręt naciągana jest skarpeta, która ma być dłuższa o 1/3 w porównaniu z grubością muru. Osłona ta mocowana jest do pręta za pomocą taśmy i kleju do tworzyw sztucznych, w miejscach, które znajdują się w licach muru. Nadmiar materiału rozkłada się równomiernie na długości pręta. Przed montażem osłony wprowadza się nylonową rurkę iniekcyjną, która powinna się kończyć ok. 150mm przed drugim mocowaniem. Aby przeprowadzić sprężanie pręta musi być on odpowiednio wydłużony w stosunku do grubości muru. Aplikacja mieszanki odbywa się pod ciśnieniem ok. 0.2 MPa poprzez zainstalowany uprzednio przewód nylonowy. Stosowana zaprawa jest gotową mieszanką mineralną na bazie cementu z dodatkiem nieorganicznych plastyfikatorów i składników przeciwskurczowych. Moduł Younga wynosi 28GPa, a wytrzymałości na ścislenie i zginanie po 28 dniach wynoszą odpowiednio: 51.5MPa i 4.5MPa. Mieszanekę należy mieszać z wodą w stosunku 1.7kg/1litr [2].



Rys 2. Szkic przekroju poprzecznego muru wzmocnionego techniką „Diatoni”.

Źródło: opracowanie własne na podstawie [2]

5. Wpływ prętów na pracę konstrukcji

W przypadku murów wielowarstwowych (tak jak w każdej konstrukcji/materialie o charakterze warstwowym) utrata przyczepności pomiędzy poszczególnymi warstwami jest jednym z możliwych schematów zniszczenia. W analizowanych murach połączenie może być oparte na zaprawie scalającej ze sobą pionowe warstwy – jest to najsłabsze, a zarazem najmniej korzystne połączenie. Dodatkowo może wystąpić łącznik mechaniczny w postaci kamieni o znacznych rozmiarach, które rozciągają się na dwie warstwy lub nawet na całą grubość muru.

W przypadku obciążeń zarówno dynamicznych, jak i statycznych połączenie może zostać zerwane w dwójnasób – tak jak opisano w punkcie 3, czyli poprzez zniszczenie rdzenia lub jeśli rdzeń jest dostatecznie silny połączenie może zostać ścięte. Ten drugi przypadek wywołany jest znacznymi różnicami wartości modułów Younga dla rdzenia i okładzin – w czasie ściskania naprężenia w warstwach zewnętrznych są większe niż w rdzeniu co wywołuje naprężenia ścinające. Oddzielnym zagadnieniem jest utrata połączenia w wyniku procesów reologicznych. Efektem rozwarstwienia jest znaczny wzrost smukłości, co najmniej trzykrotny, co w połączeniu z imperfekcjami geometrycznymi w znacznym stopniu może przyczynić się do globalnej utraty stateczności. Zastosowanie opisywanej metody wzmocniania skutecznie przeciwdziała temu niekorzystnemu zjawisku.

Najczęściej rozwarstwienie występuje w czasie zjawisk sejsmicznych. Mury wielowarstwowe pozbawione połączeń transwersalnych wykazują bardzo niską odporność na takie obciążenia, a wykonanie opisanego wzmocnienia jest jedynym rozwiązaniem mogącym uchronić obiekt przed destrukcją. Przykładowo, obliczenia wykonane zgodnie z [10], dla obiektu z trzema kondygnacjami

wykazują, iż mur niewzmocniony poddany obciążeniom sejsmicznym generuje końcowy współczynnik bezpieczeństwa równy $k=0.83$, natomiast po aplikacji wzmocnień transwersalnych $k=2.65$. Współczynnik bezpieczeństwa opisany jest poniższą zależnością, wyprowadzoną na podstawie [10]:

$$\frac{\alpha_0^*}{\left(\frac{\alpha_g(P_{VR}) * S}{q}\right)} = k \quad (5)$$

Gdzie: α_0^* – przyspieszenie widmowe, aktywujące mechanizm; q – współczynnik zależny od rodzaju konstrukcji oraz kształtu konstrukcji; S – współczynnik stratygraficzno-topograficzny; $\alpha_g(P_{VR})$ - maksymalne horyzontalne przyspieszenie terenu.

Wynik taki jest osiągnięty dzięki scaleniu muru w kierunku poprzecznym przez co obciążenia przejmuje cały przekrój, a nie tylko lico zewnętrzne tak jak przed wzmocnieniem. Całość obliczeń autor przedstawił w pracy [11].

Literatura

- [1] Binda L., Pina-Henriques J., Anzani A., Fontana A. and Lourenço P.: A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modeling. *Engineering Structures*, 2006, 28(8), p. 1132–1148.
- [2] Borri A., Candela M., Fonti R.: Sperimentazioni al vero nel centro storico de L’Aquila-Pannelli murari diversamente consolidati e sollecitati fuori piano: prime note. *Proc. 14th ANIDIS “L’ingegneria sismica in Italia”*. Bari, 2011.
- [3] Silva B., Dalla Benetta M, da Porto F, Valluzzi M. R.: Compression and Sonic Tests to Assess Effectiveness of Grout Injection on Three-Leaf Stone Masonry Walls. *International Journal of Architectural Heritage*, 2014, 8:3, 408-435, DOI: 10.1080/15583058.2013.826300.
- [4] Penazzi D., Valluzzi M.R., Saisi A., Binda L., Modena C.: Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic areas. In: *Int. Congr. More than Two Thousand Years in the History of Architecture Safeguarding the Structure of our Arhitectural Heritage*, Betlehem, Palestine, 2, Sec. 5, 2001.
- [5] Uranjek M., Žarnić R., Bokan-Bosiljkov V., Bosiljkov V.: Problems related to grout injection of heritage buildings walls, *Proc. 8th International Masonry Conference*. Dresden 4-6.07.2010.
- [6] Isfeld A., Shrive N.: Finite Element Analysis of Grout Injection on Multi-Wythe Stone Masonry Walls. *Proc. 9th International Masonry Conference*, 2014, Guimarães, Portugal

- [7] Oliveira D.V., Lourenco P.B.: Experimental behavior of three-leaf stone masonry walls. *Conference and Brokerage Event the Construction Aspects of Built Heritage Protection*. Dubrovnik, Croatia, 14 – 17 October 2006.
- [8] Egermann R. (1991): Experimental analysis of multiple leaf masonry wallets under vertical loading. *Proceedings of the 2nd SAHC*, Spain, 197-208.
- [9] Vintzileou, E. and Tassios, T.P. 1995. Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. *Journal of Structural Engineering*, Vol.121, No.5, May, pp. 848-856.
- [10] Decreto Ministeriale del 14/1/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. G.U. n. 29 del 4/2/2008 suppl. ord. n.30;
- [11] Szyszka M.: Technologia, modelowanie numeryczne, ocena kosztów wzmocnienia historycznych murów kamiennych. *Praca magisterska. Instytut Budownictwa PWr*, 2013.

ESTIMATION OF TRANSVERSAL BARS AND GROUT INJECTIONS INFLUENCE ON LOAD CAPACITY OF MULTILAYERED STONE WALLS

Summary

Work concerns two reinforcement techniques dedicated to multilayered historic stone walls – injections and transversal connections. Described are materials utilized in both methods and the application processes. Since injection is a technique well known, basing on already executed works the most frequent application errors are pointed out. Conversely, the transversal bars, as a relatively new technique is described in a more detailed way. Work philosophy of each method is shown in a context of their mechanical behavior – enumerated are most typical damages of analyzed structures, and subsequently influence of reinforcement on their elimination. Presented are also qualitative methods of the methods' effectiveness. One numerical example is also shown.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Jerzy Jasieńko, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska



UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Zadanie współfinansowane ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego



konstrukcje murowe, ściany, obciążenia sejsmiczne, nośność

Marcin SZYSZKA¹

WYZNACZANIE NOŚNOŚCI KONSTRUKCJI MUROWYCH NA OBCIĄŻENIA SEJSMICZNE WEDŁUG WŁOSKIEJ NORMY NTC2008

Praca dotyczy obliczania nośności już istniejących ścian murowych z uwzględnieniem oddziaływań sejsmicznych. Przedstawiono procedurę obowiązującą we włoskiej normie NTC2008. W pracy opisano poszczególne etapy prac z uwzględnieniem wszystkich normowo wymaganych analiz. Wyjaśnione zostały wszystkie pojęcia niezbędne do przeprowadzenia obliczeń oraz ich wpływ na poszczególne parametry. Następnie opisano tok wyznaczania wartości obciążeń sejsmicznych z uwzględnieniem czynników mających wpływ na wartości finalne. Wszystkie wielkości związane z tym etapem przedstawiono w formie tabelarycznej. Z uwzględnieniem wyznaczonych symbolicznie obciążeń przedstawiono algorytm weryfikacji destabilizacji ściany – stosunek przyspieszenia aktywującego mechanizm do przyspieszenia sejsmicznego.

1. Wstęp

Trzęsienie ziemi jest bardzo niebezpiecznym zjawiskiem, które może powodować ogromne straty zarówno w gospodarce jak i być przyczyną ofiar ludzkich [1], [2]. Strefy sejsmiczne rozciągają się w wielu obszarach na całym świecie, w tym w Europie: Chorwacja, Portugalia, Grecja, Włochy. Jednocześnie na tych terenach bardzo popularne są konstrukcje murowane, głównie z kamienia, które wykazują niewielką odporność na obciążenia sejsmiczne. W celu minimalizacji strat ponoszonych w wyniku działania omawianego kataklizmu należy je odpowiednio wzmacniać i modernizować. Jednakże aby tego dokonać należy uprzednio oszacować nośność istniejącej konstrukcji. Do tego celu służą odpowiednie normy, przykładowo w USA istnieje kilka rozporządzeń i normatyw, w tym dyrektywy stanowe, w UE wiodącą normą jest Eurokod 8 [3]. We Włoszech stosowana jest oddzielna norma budowlana (w tym do sejsmiki) NTC 2008 [4] wraz instrukcją użytkową [5]. Włoscy inżynierowie i naukowcy w oparciu o bogate i dotkliwe doświadczenia ze zjawiskami sejsmicznymi, preferują własne metody opracowywane i weryfikowane na przestrzeni lat. Algorytm postępowania przy wyznaczaniu nośności istniejących ścian murowanych na oddziaływania sejsmiczne przedstawiono poniżej.

¹ Doktorant Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej

2. Analiza wstępna

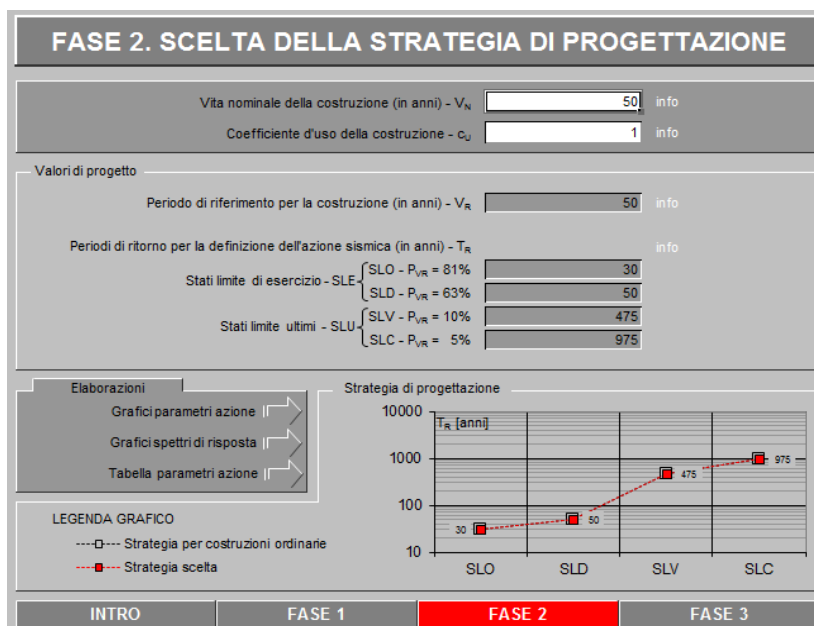
Ponieważ rozpatrywana jest już istniejąca konstrukcja wymagana jest odpowiednia procedura postępowania. W pierwszej kolejności dokonywana jest *analiza geometrii obiektu*, podczas której kompletowane są wszystkie wymiary. Następnie przeprowadzana jest *analiza konstrukcyjna*, która dostarcza wiedzy na temat poszczególnych elementów konstrukcyjnych obiektu – cech charakterystycznych, jakości itp. Na tym etapie bardzo ważne dla dalszych analiz jest poprawne sklasyfikowanie muru. Zazwyczaj nie ma możliwości określenia poprzez badania wytrzymałościowe parametrów muru (koszty, aspekty konserwatorskie), związku z czym inżynier samodzielnie przypisuje mur do jednej z grup wyszczególnionych w normie. Ma to istotne znaczenie ponieważ każda grupa posiada różne wartości cech mechanicznych – moduł Younga i Kirchhoffa, wytrzymałość i gęstość. Następnie dokonuje się *analizy poziomej zniszczeń* – dotyczy to obiektów już uszkodzonych, w ramach tego zadania określane są uszkodzenia poszczególnych elementów nośnych. Ostatecznie, w oparciu o wyniki przedstawionych powyżej trzech analiz, określany jest poziom wiedzy na temat konstrukcji np. *LCI* (niski poziom wiedzy). Każdemu poziomowi wiedzy odpowiada konkretny częściowy współczynnik bezpieczeństwa *FC*, który stosowany jest równoległe z pozostałymi współczynnikami.

3. Określenie obciążeń sejsmicznych

Ponieważ obszar Włoch praktycznie w całości leży na terenach sejsmicznych, Wysoka Rada ds. Robót Publicznych opracowała i udostępniła projektantom darmowe oprogramowanie oparte o NTC2008, służące do określania obciążeń sejsmicznych – Spettri NTC [6].

Praca z programem przebiega etapowo. W fazie wstępnej, w której należy podać współrzędne geograficzne obiektu lub region, prowincję i gminę, program na podstawie tych informacji wyszukuje odpowiednią bazę danych. W Fazie II (rys. 1) należy podać okres trwałości projektowanej konstrukcji/wzmocnienia: V_N [lata]. Następnie ze względu na charakter użytkowania budynku (mieszkalny, publiczny etc.) przypisywana mu jest klasa użytkowania, której odpowiada współczynnik użytkowania: c_U [-]. Na podstawie V_N i c_U określany jest czas odniesienia względem obciążenia sejsmicznego (okres po jakim może się zdarzyć trzęsienie ziemi o zadanej sile): $V_R = V_N * c_U$. Norma rozróżnia dwa stany graniczne użytkowania oraz dwa stany graniczne nośności. Każdemu z nich przypisana jest wartość parametru P_{VR} [%] podającego prawdopodobieństwo z jakim może zostać przekroczony czas V_R . Z kolei parametr T_R [lata] jest to spodziewany czas po jakim ponownie nadejdzie trzęsienie ziemi o zadanej sile. Na podstawie czasu T_R i położenia

geograficznego znajdują się trzy podstawowe parametry spektrum sejsmicznego: a_g – maksymalne horyzontalne przyspieszenie terenu; F_0 – maksymalna wartość współczynnika wzmocnienia widma dla przyspieszenia poziomego; T_c^* – moment nadejścia przedziału czasowego charakteryzującego się stałą prędkością widma dla przyspieszenia poziomego. Należy zaznaczyć, iż są to parametry podstawowe, a ich ostateczny wpływ na obraz obciążenia sejsmicznego zależy od kolejnych parametrów zadawanych w następnych Fazach.



Rys. 1. Faza II – wybór strategii projektowania. Wydruk z programu.

Faza III to szczegółowe określenie danych wejściowych wykonywanego projektu w celu uzyskania spektrum sejsmicznego. Spośród 4 możliwych stanów granicznych przy obliczeniach sejsmicznych wybierany jest *SLV*. Zgodnie z definicją NTC2008: „*SLV* (Stan Graniczny Ochrony Życia) dotyczy obiektów po przejściach sejsmicznych wykazujących pęknięcia i destrukcje elementów niekonstrukcyjnych i instalacyjnych, a także znaczne uszkodzenia elementów konstrukcyjnych skutkujących w znacznej utracie sztywności obiektu w kierunku horyzontalnym; mimo wszystko obiekt posiada jeszcze częściową nośność i sztywność w kierunku wertykalnym oraz minimalną rezystancję na oddziaływania sejsmiczne.”

Ponieważ samo określenie parametrów spektrum względem sztywnej płaszczyzny odniesienia jest niewystarczająco efektywne, należy również uwzględnić warunki stratygraficzne oraz topograficzne rozważanego obszaru. Rozpatrując oba te czynniki razem można przewidzieć w jaki sposób zjawisko trzęsienia ziemi, pierwotnie określone dla hipotetycznej płaszczyzny, objawi się na rzeczywistej powierzchni danego obszaru. Otrzymane wyniki, to jest charakterystyczna amplituda, okres i spektrum częstotliwości jest lokalną odpowiedzią sejsmiczną. W celu otrzymania opisanego

efektu w normie zawarte są dwa pojęcia: kategoria podłoża i kategoria topograficzna. Na podstawie podanej kategorii podłoża program wylicza zgodnie z normą parametry S_S i C_C , natomiast na podstawie kategorii topograficznej otrzymywany jest współczynnik S_T . Wszystkie parametry wraz z jednostkami zebrano w (tab. 1).

Tablica 1. Obciążenie sejsmiczne - charakterystyka

PARAMETR	SYM.	JED.
Stan graniczny nośności zapewniający ochronę życia	SLV	-
Maksymalne horyzontalne przyspieszenie terenu	a_g	m/s^2
Maksymalna wartość współczynnika wzmocnienia widma dla przyspieszenia poziomego	F_O	-
Moment nadejścia przedziału czasowego charakteryzującego się stałą prędkością widma dla przyspieszenia poziomego	T_C^*	s
Okres trwałości projektowanej konstrukcji/wzmocnienia	V_N	lata
Współczynnik użytkowania	c_U	-
Czas oczekiwania na obciążenie sejsmiczne	V_R	lata
Prawdopodobieństwo przekroczenia wartości V_R	P_{VR}	%
Czas ponownego oczekiwania na obciążenie sejsmiczne	T_R	lata
Kategoria podłoża	-	kat.
Współczynniki wzmocnienia stratygraficznego	S_S	-
	C_C	-
Kategoria topograficzna	-	kat.
Współczynnik wzmocnienia topograficznego	S_T	-
Współczynnik stratygraficzno-topograficzny	S	-
Czas nadejścia okresu o stałym przyspieszeniu dla spektrum	T_B	s
Czas nadejścia okresu o stałej prędkości dla spektrum	T_C	s
Czas nadejścia okresu o stałym przemieszczeniu dla spektrum	T_D	s

SYM. – symbol; JED. – jednostka.

4. Sprawdzenie stabilności ściany

Przeprowadzana jest liniowa analiza kinematyczna. Całość ściany rozpatrywana jest jako jeden blok o zdolności obrotu dookoła osi poziomej zlokalizowanej u podstawy najniższego piętra. Rozwiązanie wykorzystuje metodę równowagi momentów, z uwzględnieniem tarcia i kohezji. Gdy projekt dotyczy oddziaływań sejsmicznych, współczynnik bezpieczeństwa dla konstrukcji murowych osi: $\gamma_s = 2$. Dlatego też wytrzymałość muru na ścinanie i ściskanie otrzymane w wyniku podzielenia ich przez współczynnik FC (opisany w pkt. 2) należy zmniejszyć jeszcze dwukrotnie.

Zgodnie z równaniem 3.2.16 w [4] kombinacja sejsmiczna dla stanów granicznych nośności ma postać jak poniżej:

$$E + P + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (1)$$

gdzie: E – obciążenie sejsmiczne, P – siła sprężająca, G_1 – ciężar własny elementów konstrukcyjnych, G_2 – ciężar własnych elementów niekonstrukcyjnych, ψ_{2j} – współczynnik kombinacji, Q_{kj} – obciążenia zmienne.

Efekty obciążeń sejsmicznych muszą zostać określone biorąc pod uwagę masę związaną z następującymi obciążeniami grawitacyjnymi (3.2.17 NTC):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (2)$$

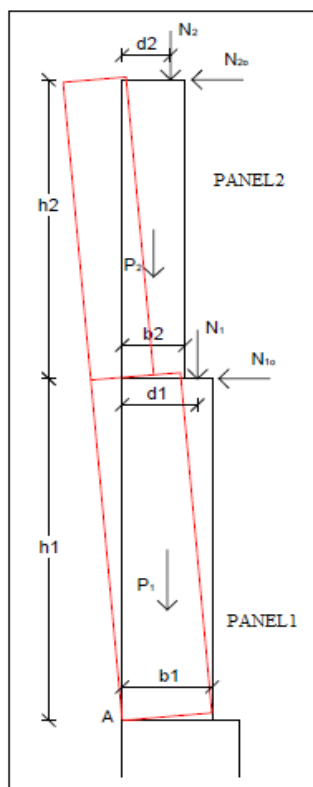
Przykładowy schemat ściany z dwoma kondygnacjami przedstawia (rys. 2). Grubości muru na poszczególnych piętrach oznaczono jako b_1, b_2 ; głębokość oparcia stropów i dachu d_1, d_2 ; natomiast: h_1, h_2, h_3 to wysokości. Wartość sił poziomych: N_{10}, N_{20} – zależą od konstrukcji dachu i stropów (jeśli są one rozporowe wtedy siły poziome są niezerowe). Wartość przekazywana ze stropów jest sumą ciężaru własnego i obciążenia użytkowego z odpowiednim współczynnikiem N_i .

Teoretycznie obrót rozpatrywanego mechanizmu miałby nastąpić dookoła punktu A zlokalizowanego na krawędzi podstawy. W rzeczywistości jednak, ze względu na dużą siłę ściskającą mur, która kruszy fragment podstawy, punkt obrotu przesuwa się w stronę środka ściany (rys. 3). Jest to oczywiście zjawisko niekorzystne, gdyż zmniejszane jest w ten sposób ramie sił stabilizujących. Wartość przesunięcia t dane jest zależnością:

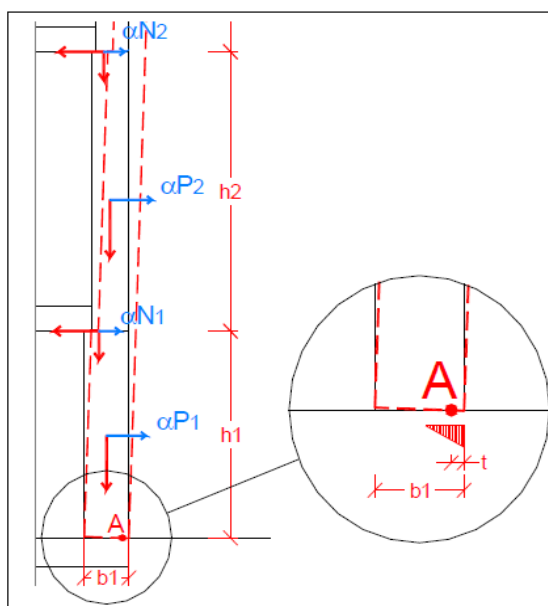
$$t = \frac{2 \sum_i W_i}{3 \sigma_r l} \quad (3)$$

gdzie: $\sum_i W_i$ – całość obciążeń pionowych, σ_r – wytrzymałość muru na ściskanie, l – długość ściany.

W czasie zjawisk sejsmicznych pod wpływem ruchów podłoża aktywowane są momenty wywracające (M_{SIS}), będące efektem powstałych sił poziomych. Momenty te będą dążyły do obrócenia ściany wokół punktu A. Sytuacji tej przeciwstawia się ciężar własny i pozostałe obciążenia pionowe – moment oporu kształtu (M_{RF}), oraz moment wynikający z obecności tarcia (M_{RA}) i kohezji (M_{RC}), które razem dają moment stabilizujący (M_R). Przyrównując do siebie moment stabilizujący i destabilizujący otrzymuje się współczynnik α_0 aktywujący rozpatrywany mechanizm. Poszukiwany współczynnik α_0 współtworzy funkcję opisującą moment destabilizujący.



Rys. 2. Oznaczenia sił i odległości. [7].



Rys. 3. Rzeczywisty punkt obrotu mechanizmu oraz obraz sił stabilizujących i destabilizujących. [7].

W celu określenia masy uczestniczącej w mechanizmie M^* stosuje się zasadę prac wirtualnych. Należy założyć jednostkowe przesunięcie jednego z punktów konstrukcji i na podstawie jego i geometrii ściany wyznaczyć translacje pozostałych punktów przyłożenia sił masowych, a następnie potraktować jako modalną formę wibracji. Zgodnie ze wzorem C8A.4.3 w [5] masa M^* dana jest zależnością:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i (\delta_{xi})^2} \quad (4)$$

gdzie: $n + m$ - liczba sił masowych P_i , których ciężar w czasie akcji sejsmicznych generuje siły horyzontalne oddziałujące na elementy łańcucha kinematycznego; δ_{xi} - wirtualne przemieszczenie horyzontalne punktu, w którym przyłożona jest siła P_i .

Ułamek masy rzeczywiście uczestniczącej jest opisany zależnością (C8A.4.2.2 [5]):

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (5)$$

Przyspieszenie widmowe aktywujące mechanizm uzyskiwane jest ze wzoru:

$$a_0^* = \frac{g\alpha_0}{(FC)e^*} \quad (6)$$

gdzie: FC - współczynnik bezpieczeństwa.

Kontrola przyspieszenia dla stanu nośności SLV :

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})^*S}{q} \quad (7)$$

gdzie: q – współczynnik zależny od rodzaju konstrukcji oraz od regularności jej maksymalnej wysokości.

Jeśli warunek (7) jest spełniony, nie wymagane są zabiegi konstrukcyjne, które zwiększyłyby wartość parametru a_0^* (prawa strona nierówności jest niezmienna, natomiast inżynier ma wpływ na wielkość przyspieszenia widmowego). Oczywiście jeśli warunek (7) jest spełniony konstrukcja nadal może zostać wzmocniona. Stosowane są zazwyczaj zabiegi zwiększające wytrzymałość na ściskanie, ścinanie. Parametry te są decydujące dla innych możliwych schematów zniszczenia, takich jak kruszenie, rozwarstwienie czy też pęknięcie diagonalne.

Literatura

- [1] Lemme A., Martinelli A., Podesta S.: Sisma Molise 2002 dall'emergenza alla ricostruzione. Edifici in muratura. DEI srl 2008, Roma.
- [2] Corradi M., Borri A., Vignoli A.: Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbria–Marche earthquake of 1997–1998. *Construction and Building Materials*. 2002,

Vol. 16, s. 229–239.

- [3] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004.
- [4] Decreto Ministeriale del 14/1/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. G.U. n. 29 del 4/2/2008 suppl. ord. n.30;
- [5] Circolare n. 617 del 2/2/2009 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27;
- [6] www.cslp.it
- [7] Munari M., Bettiol G., Da Porto F., Milano L., Modena C.: Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti. Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni. Luglio 2010. RELUIS.

DETERMINATION OF MASONRY LOAD CAPACITY IN CASE OF SEISMIC LOADING ACCORDING TO ITALIAN CODE NTC2008

Summary

Work regards calculation of load capacity in case of already existing masonry walls with consideration of seismic loading. The procedure according to NTC2008 is presented. The particular stages are described, including all analyses required in code. All the definitions indispensable to carry out the calculations and their influence on results are explained. Subsequently is described the algorithm of determination of seismic loading value. All the values connected with this stage are presented in a tabular form. Basing on this parameters finally the algorithm of wall overturning is presented – the relation between the acceleration triggering the mechanism and the seismic acceleration.

Opiekun naukowy: prof. dr hab. inż. Jerzy Jasieńko, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Zadanie współfinansowane ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego

ścianianie, EBR FRP, belki żelbetowe, wzmacnianie

Dorota URBAŃSKA¹

EFEKTYWNOŚĆ WZMOCNIENIA BELEK ŻELBETOWYCH NA ŚCIANIENIE METODĄ EBR FRP

W artykule przedstawiono rodzaje wzmocnień belek na ścianianie za pomocą kompozytów przyklejanych do zewnętrznej powierzchni belki za pomocą żywicy epoksydowej (EBR FRP). Omówiono wpływ czynników: smukłości strefy ścianiania, stopnia zbrojenia podłużnego i poprzecznego, rodzaju wzmocnienia, efektu skali i wytrzymałości betonu na efektywność wzmocnienia EBR-FRP na ścianianie.

1. Wstęp

System FRP (Fibre Reinforced Polymer) jest coraz częściej używany jako wzmocnienie na ścianianie belek żelbetowych. Sposoby wzmacniania FRP można klasyfikować na 3 rodzaje, ze względu na miejsce aplikacji materiału kompozytowego:

- naklejanie zewnętrzne kompozytu – EBR (*externally bonded reinforcement*),
- wklejanie wewnętrzne kompozytu w betonową otulinę – NSM (*near surface mounted*),
- zewnętrzne mocowanie laminatów do podłoża za pomocą bolców lub zaprawy klejowej i bolców – MA (*mechanically anchored*).

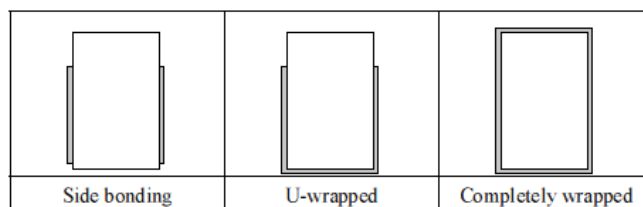
Najczęściej używanym systemem jest system EBR. Wyróżnia go łatwość i szybkość aplikacji, jednak wykazuje się on najmniejszą efektywnością spośród wymienionych 3 sposobów. Ma to związek z przedwczesnym odspajaniem się materiału kompozytowego na powierzchni belki lub w zakotwieniu.

Wzmacnianie stref przypodporowych zależy także od wielu innych czynników zmiennych, które wpływają na efektywność tego typu wzmocnienia. Należą do nich: wytrzymałość betonu na ściskanie, istniejące podłużne i poprzeczne zbrojenie betonu, wymiary elementu, smukłość strefy ścianiania, wymiary i rodzaj kompozytu i nachylenie jego włókien do osi podłużnej belki. Na podstawie badań [2-5] można wyciągnąć wnioski dotyczące wpływu tych czynników na nośność belek wzmocnionych na ścianianie.

¹ Doktorantka Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

2. Wzmacnianie na ścinanie przy użyciu kompozytów klejonych do powierzchni betonu – metoda EBR

Można wyróżnić 3 typy wzmocnienia EBR-FRP przedstawione na rysunku (Rys. 1):

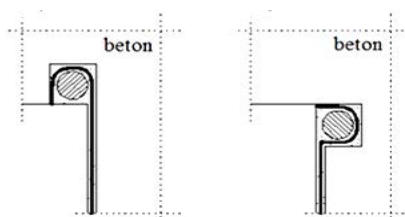


Rys. 1 Typy wzmocnienia na ścinanie systemem EBR [1]

- typ S – „*side bonding*” – proste paski taśm przyklejane do bocznych powierzchni belki,
- typ U – „*U-wrapped*” – maty lub kształtki L obejmujące boczne powierzchnię oraz spód belki,
- typ W – „*completely wrapped*” – zamknięte strzemiona w postaci mat obejmujących cały przekrój.

Aplikacja mat może być wykonywana przy użyciu zapraw klejowych, na bazie zapraw mineralnych lub przy użyciu mechanicznych łączników.

Ważnym elementem efektywnego wzmocnienia na ścinanie w systemie EBR jest odpowiednie zakotwienie kompozytów, by zapobiec ich przedwczesnemu odspojeniu. Do takich sposobów zakotwienia zalicza się użycie prętów kotwiących wklejanych w betonową otulinę przed narożem lub użycie stalowych bolców lub profili. Wspomniane sposoby zakotwienia wykazują jednak wady, takie jak powstanie lokalnej koncentracji naprężeń w miejscu przyłożenia bolców oraz możliwość przzerwania włókien kompozytu podczas wykonywania otworów. Dodatkowo, w przypadku kompozytów z włókien węglowych może dojść do korozji galwanicznej w miejscu połączenia kompozyt – stal. Z powodu wymienionych wad, powstało nowe zakotwienie typu „UA”, które polega na zakotwieniu zagiętej końcówki materiału kompozytowego w otulinie, prostopadłe do włókien kompozytu, w pobliżu jego końca. W przypadku mat, zaimpregnowany materiał nawija się na pręcie kompozytowym i wsuwa w wykonaną bruzdę. (Rys. 2)



Rys. 2 Sposoby zakotwienia typu „UA” poza narożem i przed narożem [2]

3. Efektywność wzmocnienia na ścinanie metodą EBR na podstawie badań [2-5]

W wyniku badań przeprowadzonych na całym świecie w ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat, otrzymano wiele postaci zniszczenia belek wzmocnionych na ścinanie. Niektóre z nich związane są ściśle z mechanizmem działania konstrukcji żelbetowych, inne natomiast są charakterystyczne dla elementów z zastosowaniem materiałów kompozytowych. Do tych drugich należą przede wszystkim:

- zniszczenie poprzez odspojenie kompozytu od powierzchni elementu,
- zerwanie włókien kompozytowych.

Odspojenie może nastąpić w warstwie otuliny „*debonding*” albo w warstwie kleju lub bardzo cienkiej warstwie betonu „*delamination*”.

Do zerwania włókien kompozytu dochodziło w przypadku odpowiedniego zakotwienia materiału kompozytowego w półce przekroju teowego lub w elementach owiniętych kompozytem – typ wzmocnienia W. Poniżej omówiono wpływ poszczególnych czynników na nośność elementu wzmocnionego na ścinanie, na podstawie przeglądu badań wykonanych przez Kotynia R [3], Carolin A. Taljsten B [3], Monti G., Liotta M.A [4] i Khalifa A. Nanni A [5].

Badania zespołu badawczego, w którego skład wchodziła Kotynia R., podzielone były na 3 serie. Seria 1 obejmowała 3 belki o przekroju teowym ze zbrojeniem kompozytowym „U”. W drugiej serii zbadano 5 belek prostokątnych ze zbrojeniem kompozytowym w postaci kształtek L lub taśm przyklejanych tylko na bocznej powierzchni belki, pod kątami 60° i 90°, kotwione na końcach w strefie rozciąganej. Seria 3 obejmowała belki z serii 2, które posiadały analogiczne zbrojenie kompozytowe, dodatkowo zakotwione na obu końcach.

Badania Carolin A. Taljsten B [3] przeprowadzane były na 23 belkach żelbetowych o przekroju prostokątnym, wzmocnionych matami CFRP. Badania podzielono na dwie serie, obejmujące belki bez poprzecznego zbrojenia stalowego i belki ze stalowymi strzemionami. Belki zostały wzmocnione ciągłymi matami w różnych konfiguracjach, gdzie parametrami zmiennymi były: wytrzymałość betonu, typ maty w zależności od nasycenia włókien, kąt nachylenia włókien do osi podłużnej belki i sposób wzmocnienia „S” lub „W”.

Badania Monti G., Liotta M.A [4] obejmowały 25 jednoprzęsłowych belek o przekroju prostokątnym, wzmocnionych matami CFRP w różnych konfiguracjach, gdzie parametrami zmiennymi były: kąt nachylenia włókien do osi podłużnej belki, sposób wzmocnienia „S”, „U” lub „W”, rozstaw pomiędzy kompozytami. Analizowano także wpływ dodatkowych mat podłużnych naklejonych na bocznych powierzchniach belek, w dolnej części przekroju.

Badania Khalifa A. Nanni A [5] przeprowadzone były na jednoprzęsłowych belkach teowych bez

poprzecznego zbrojenia stalowego, w różnych konfiguracjach wzmocnienia CFRP. Stosowano maty ciągłe oraz paski mat. Badania obejmowały dwa typy wzmocnienia, typ “S” i typ “U”, bez zakotwienia lub z kotwieniem końcówek mat w półce teowej.

3.1 Smukłość strefy ścinania

Smukłość strefy ścinania, inaczej wskaźnik ścinania, jest jednym z najważniejszych parametrów decydujących o nośności elementu na ścinanie. Definiuje się ją jako stosunek $\frac{M}{Vd}$, gdzie M jest momentem zginającym a V siłą poprzeczną. W przypadku elementów obciążonych jedną lub dwiema siłami skupionymi, powyższy wzór można zapisać jako a/d , czyli stosunek odległości przyłożonej siły od podpory do wysokości użytecznej przekroju. W zależności od wielkości tego stosunku, wyróżnia się trzy rodzaje belek:

belki smukłe – $a/d \geq 2,5$, belki krótkie $1,0 \leq a/d \leq 2,5$ oraz belki ściany $a/d \leq 1,0$.

W celu analizy wpływu wskaźnika ścinania, wprowadzono współczynnik naprężeń ścinających, który wyraża się wzorem $\frac{\tau}{v f_{ck}}$, gdzie naprężenie ścinające $\tau = \frac{V E_d}{z b_w}$ odpowiada sile niszczącej belkę, a współczynnik efektywności $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, jak wg normy [6]. W powyższych wzorach V_{Ed} oznacza siłę tnącą, $z = 0,9d$ wg [6], b_w - szerokość średnika belki, f_{ck} - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie.

Wyniki badań belek o przekroju prostokątnym

Dla belek bez zbrojenia poprzecznego stalowego, najwyższe wartości współczynnika naprężeń ścinających otrzymano dla wskaźnika ścinania $a/d = 1,5$, natomiast wraz ze wzrostem a/d zaobserwowano spadek współczynnika naprężeń ścinających (aż 3 krotnie przy $a/d = 3,0$). Świadczy to o wpływie efektu łukowo-ściągowego, który w przypadku belki o $a/d = 1,5$ pozwala na bezpośrednie przekazywanie sił poprzecznych na podporę poprzez strefę ściszaną belki. Wykazano też brak wpływu stopnia zbrojenia kompozytowego na współczynnik naprężeń ścinających – przy danym a/d , współczynnik naprężeń ścinających był taki sam zarówno dla stopnia zbrojenia kompozytowego $\rho_f = 0,05\%$ i $\rho_f = 0,09\%$.

Dla belek ze stalowym zbrojeniem poprzecznym, o współczynniku ścinania $a/d > 2,0$, stopień zbrojenia poprzecznego kompozytowego i stalowego praktycznie nie ma żadnego wpływu na współczynnik naprężeń ścinających. Dla przykładu, dla belek o $\rho_s = 0,19\%$, współczynnik naprężeń ścinających wyniósł 0,28 a dla belek o $\rho_s = 0,10\%$ współczynnik naprężeń ścinających wyniósł 0,27.

W powyższych rozważaniach użyto oznaczeń stopnia zbrojenia poprzecznego stalowego opisanego wzorem $\rho_s = \frac{\Sigma A_s}{s_s b_w}$ i stopnia zbrojenia kompozytowego $\rho_f = \frac{\Sigma A_f}{s_f b_w \sin \alpha}$, gdzie A_s oraz A_f oznaczają kolejno pole powierzchni pręta zbrojeniowego stalowego i pole powierzchni zbrojenia kompozytowego, a s_s i s_f – poziomy rozstaw stalowych strzemion i zbrojenia kompozytowego.

Wyniki badań belek o przekroju teowym

Badania potwierdziły, że wraz ze wzrostem współczynnika ścinania, maleje wartość współczynnika naprężeń ścinających $\frac{\tau}{\nu f_{ck}}$.

3.2 Stopień zbrojenia stalowego i kompozytowego

Wyniki badań belek o przekroju prostokątnym

- Belki o niskim współczynniku ścinania, $a/d = 1,5$

W przypadku tych belek, współczynnik naprężeń ścinających miał najwyższą wartość dla elementów o niższym stopniu stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s , dla przykładu: dla $\rho_s = 0,00\%$ współczynnik naprężeń ścinających wyniósł około 0,46 podczas gdy dla $\rho_s = 0,19\%$ wyniósł on około 0,35.

- Belki o współczynniku ścinania $2,0 \leq a/d \leq 2,5$

Stopień zbrojenia stalowego i kompozytowego nie ma tutaj tak znaczącego wpływu, jak w przypadku belek o mniejszej i większej smukłości strefy ścinania.

- Belki o współczynniku $a/d \geq 3,0$

Wykazano, że graniczna siła ścinająca jest wyższa dla elementów, o wyższym stopniu zbrojenia poprzecznego stalowego, dla przykładu: dla elementu o $\rho_s = 0,19\%$ współczynnik naprężeń wyniósł około 0,4, podczas gdy dla elementu bez zbrojenia poprzecznego stalowego osiągnął on prawie 4-krotnie mniejszą wartość.

W przypadku belek wzmocnionych sposobem „U” i „S”, wykazano znaczący wpływ stalowego zbrojenia poprzecznego na wielkość granicznej siły poprzecznej. W belkach typu „S” o $a/d = 3,0$, wzrost stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f od 0,2% do 0,75% wykazał wzrost współczynnika naprężeń od 0,15 do 0,25 (dla belek bez zbrojenia poprzecznego stalowego, czyli $\rho_s = 0,0\%$) i od 0,3 do 0,45 (dla belek o $\rho_s = 0,34\%$). W belkach typu „U” ten efekt był mniej widoczny.

- Belki wzmocnione sposobem „W”

Dla wskaźnika ścinania $a/d < 2,0$, największą poprzeczną siłą graniczną osiągały elementy o najniższym stalowym zbrojeniu na ścinanie $\rho_s = 0,0\%$. W miarę wzrostu wskaźnika ścinania

powyżej 2,5 udział zbrojenia stalowego ma coraz większe znaczenie. Przy tych samych stopniach zbrojenia poprzecznego, naprężenia ścinające są bardziej wrażliwe na zmianę stopnia zbrojenia stalowego niż kompozytowego. Największe wahania współczynnika naprężeń ścinających w zależności od stopnia zbrojenia wykazywały belki o niskiej smukłości. W przypadku belek smukłych, różnice w wartościach maksymalnych naprężeń nie są duże.

Wyniki badań belek o przekroju teowym

- Belki o niskim współczynniku ścinania, $a/d = 1,5$

W przypadku tych belek, współczynnik naprężeń ścinających miał wyższą wartość dla elementów o wyższym stopniu stalowego zbrojenia poprzecznego, dla przykładu: dla $\rho_s = 0,00\%$ współczynnik naprężeń ścinających wyniósł około 0,43 podczas gdy dla $\rho_s = 0,75\%$ wyniósł on około 0,6.

- Belki o współczynniku ścinania $2,0 \leq a/d \leq 2,5$

Potwierdzono tu zasadę, że im większy stopień zbrojenia stalowego tym wyższa wartość naprężeń granicznych ścinających

- Belki o współczynniku $a/d \geq 3,0$

W przypadku belek wzmocnionych sposobem „U” i „S”, wykazano, podobnie jak w przypadku belek prostokątnych, znaczący wpływ stalowego zbrojenia poprzecznego na wielkość granicznej siły poprzecznej. W belkach typu „S” i „U” o $a/d = 3,0$, zaobserwowano większy udział zbrojenia stalowego niż kompozytowego, w przenoszeniu sił poprzecznych.

W przypadku wszystkich typów belek, zarówno prostokątnych jak i teowych, wartość współczynnika naprężeń ścinających maleje wraz ze wzrostem stosunku obu rodzajów zbrojeń (stalowego i kompozytowego), opisywanego wzorem $\frac{\rho_s}{\rho_f \frac{E_f}{E_s}}$.

Jeśli chodzi o stopień zbrojenia kompozytowego, badania wykazały, że przy sposobie wzmocnienia „S” lub „U”, zwiększenie grubości mat a więc ilości warstw nie wpływa korzystnie na efektywność wzmocnienia. Wykazano że dla podpory skrajnej przy dwukrotnym wzroście grubości maty doszło do spadku nośności na ścinanie o prawie 14%. Maty o większej grubości odpajały się szybciej, co potwierdza opinię o wpływie sztywności zbrojenia kompozytowego na warunki przyczepności do betonu.

3.3 Typ wzmocnienia i jego ukształtowanie

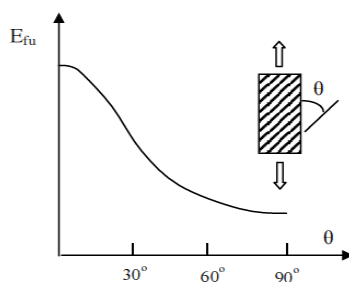
We wszystkich omawianych badaniach najbardziej efektywnym sposobem wzmocnienia okazało się wzmocnienie w postaci zamkniętych strzemion, typu „W”. Stopień wzmocnienia belek tego

typu wahał się od 1,15 do 3,00. Najwyższy stopień uzyskiwano w przypadku belek bez stalowego zbrojenia poprzecznego.

W przypadku belek z badań Carolin i Taljstena z roku 2005 [3], uzyskano stopień wzmocnienia od 2,68 do 3,08 odpowiednio przy stopniu zbrojenia kompozytowego od 0,124% do 0,176%. Były to belki o wysokości 50 cm. W badaniach belek o wysokości 70 cm, również potwierdzono największą efektywność sposobu „W” w nośności na ścinanie, jednak graniczna siła ścinająca była tutaj mniejsza, niż dla niższych belek.

Innym przykładem są belki wzmocnione sposobem „S”, również z badań [3], które uzyskiwały stopień wzmocnienia od 1,96 do 2,73 odpowiednio przy stopniu zbrojenia kompozytowego od 0,11 do 0,26%, i nie posiadały stalowych strzemion. Ten sam fakt potwierdziły badania na belkach wzmocnionych sposobem „U”, jak i również badania na belkach o przekroju teowym.

W badaniach doświadczalnych wykazano również korzystny wpływ pochylenia włókien kompozytowych do osi podłużnej belki. Największą efektywność wzmocnienia otrzymuje się przy kącie pochylenia włókien możliwie jak najbardziej odpowiadającym kątowi głównych naprężeń ściskających, co przedstawia wykres (Rys. 3)



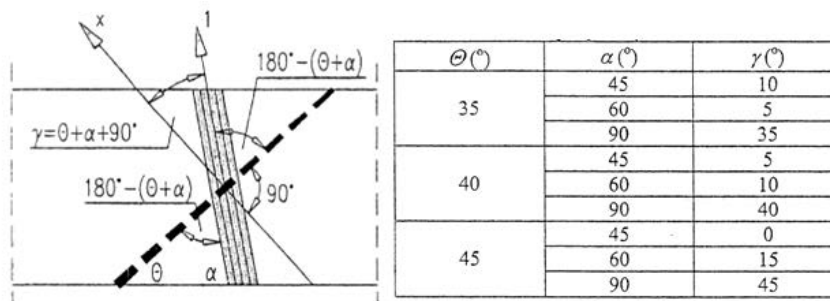
Rys. 3 Moduł Younga kompozytu w zależności od pochylenia włókien [7]

Otrzymuje się wtedy największy moduł sprężystości kompozytu, którego wartość maleje wraz ze zwiększaniem różnicy między kątem nachylenia włókien a kątem głównych naprężeń ściskających. Na rysunku (Rys. 4) przedstawiono graficzną interpretację kąta nachylenia włókien do kierunku działającego obciążenia i odpowiadające wartości kąta γ dla typowych kątów nachylenia krzyżulca betonowego θ oraz dla kątów nachylenia włókien kompozytu α .

3.4 Wytrzymałość betonu

Udział betonu w nośności przekroju wzmocnionego nie zależy od stopnia zbrojenia poprzecznego ani sposobu wzmocnienia. Ma on wpływ na efektywność wzmocnienia na ścinanie ze względu na siły rozciągające przenoszone przez beton do poziomu zarysowania V_{cr} , oraz na

nośność krzyżulca betonowego. Jeżeli chodzi o przyczepność kompozytu do betonu, to przy wyższej wytrzymałości betonu, zaobserwowano opóźniony proces odspojenia przyklejonego kompozytu.



Rys. 4 Schemat nieosiowego obciążenia kompozytu i wartości kątów [1]

3.5 Efekt skali

Efekt skali ma istotny wpływ na efektywność wzmocnienia na ścinanie, jednak ma to też związek z charakterem przyłożonego obciążenia. Badania w roku 1964 [8] wykazały, że w przypadku obciążenia równomiernie rozłożonego, graniczna wartość wysokości belki, powyżej której naprężenia ścinające pozostają niewrażliwe na efekt skali to 200 mm, a w przypadku sił skupionych jest to 300-400 mm. Kolejne badania potwierdziły wpływ wysokości na wielkość naprężeń ścinających. W belkach o wysokości użytecznej $d > 400$ mm, bez względu na rodzaj przekroju poprzecznego (prostokątny czy teowy), naprężenia ścinające nie były wrażliwe na wysokość. W przypadku belek wzmocnionych sposobem „W” zaobserwowano brak wpływu wysokości przekroju na stopień wzmocnienia.

4. Podsumowanie

Zachowanie się elementów wzmocnionych na ścinanie za pomocą materiałów kompozytowych FRP jest zjawiskiem bardzo złożonym i trudnym do analizy. Wiele różnych czynników ma wpływ na efektywność wzmocnienia i nośność całego elementu, dlatego wymiarowanie belek wzmocnionych na ścinanie za pomocą systemu EBR-FRP wymaga dokładnej analizy każdego z nich.

Literatura

- [1] CNR DT 200: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2004
- [2] Kotynia R.: Wzmacnianie żelbetowych belek na ścinanie za pomocą kompozytów polimerowych, Łódź, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, 2011
- [3] Carolin A. Taljsten B.: Experimental study of strengthening of increased shear bearing capacity, Journal of Composites for Construction, Vol. 9 (6), s. 488-496, 2005
- [4] Monti G. Liotta M.A.: Test and design equations for FRP-strengthening in shear, Journal of Composites for Construction, Vol. 21 (4), s. 799-809, 2007
- [5] Khalifa A. Nanni A: Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. Cement Concrete Composites, Vol. (22), s. 165-174, 2000
- [6] PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [7] ACI 440.2R-08, 2008, ACI Committee 440, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, Detroit, MI, 2008
- [8] Rusch H.: Uber die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken , Ehrenbuch Prof. Ing. F. Camus, Amicet Alumni, 1964

EFFECTIVENESS OF SHEAR STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS USING FRP EBR

Summary

The paper presents the types of shear strengthening of reinforced concrete beams using a composite glued to the surface of the beam with an epoxy resin (FRP EBR). The factors such as the degree of longitudinal and transverse reinforcement, the type of shear strengthening, scale and compressive strength of concrete were discussed.



ściananie, CFRP, belki żelbetowe, wzmacnianie

Dorota URBAŃSKA¹

PORÓWNANIE METOD OBLICZANIA BELEK ŻELBETOWYCH WZMOCNIONYCH NA ŚCIANANIE MATERIAŁAMI CFRP Z WYNIKAMI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

W artykule porównano wyniki obliczeń nośności na ściananie belek żelbetowych z wynikami przeprowadzonych badań doświadczalnych. Przedmiotem badań były 4 belki żelbetowe wzmacnione na ściananie za pomocą mat z włókien węglowych CFRP. Każda z belek posiadała inne wzmacnienie na ściananie, które różniły się szerokością pasków mat oraz kątem nachylenia włókien do osi podłużnej belki. Obliczenia teoretyczne przeprowadzono z użyciem norm ACI 440.2R-08 i CNR DT200, fib Bulletin 14 oraz sposobu autorstwa R. Kotynii.

1. Wstęp

Materiały kompozytowe są coraz częściej używane jako wzmacnienia konstrukcji żelbetowych, z powodu ich niewątpliwie wielu zalet takich jak mały ciężar, wysokie właściwości wytrzymałościowe, odporność na korozję i łatwość aplikacji [1]. Najczęściej używanym system wzmacnienia konstrukcji za pomocą kompozytów jest FRP (Fiber Reinforcement Polymer), który bazuje na kompozytowych przyklejanych do powierzchni elementu za pomocą żywicy epoksydowej. Do materiałów kompozytowych mogą być używane różne typy włókien, z których najczęściej stosowane są włókna szklane (GFRP), węglowe (CFRP) i aramidowe (AFRP). Włókna węglowe charakteryzują się najwyższą wytrzymałością spośród wyżej wymienionych (mają najwyższy moduł sprężystości).

Istnieje wiele propozycji obliczania wzmacnienia CFRP na ściananie. W artykule porównano wyniki przeprowadzonych badań doświadczalnych na belkach wzmacnionych matami CFRP z obliczeniami teoretycznymi przy użyciu norm ACI 440.2R-08 i CNR DT200, fib Bulletin 14 oraz sposobu autorstwa R. Kotynii.

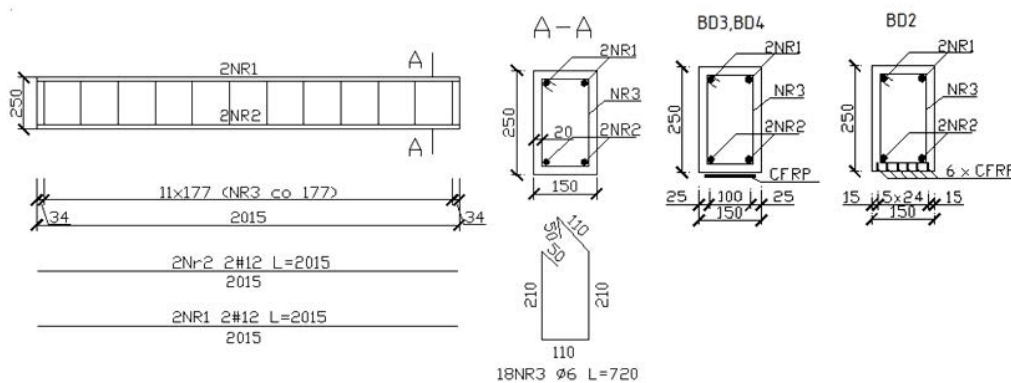
2. Badania doświadczalne

Przedmiotem badań były żelbetowe belki o wymiarach przekroju poprzecznego 150x250mm,

¹ Doktorantka Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

i długości 2000mm, wykonane w zakładzie prefabrykacji. Belki zbrojone były 4 prętami $\square 12$, wykonanymi ze stali żebrowanej gatunku St500S, i strzemiomami $\square 6$ wykonanymi ze stali gładkiej wg rysunku (rys.1). Rozstaw strzemiom wynosi 177mm. 3 belki posiadały dodatkowo wzmocnienie na zginanie Belki B3 i B4 zostały wzmocnione na zginanie za pomocą taśmy z włókien węglowych, o wymiarach 100x1,4mm, przyklejonej na dolnej powierzchni belki. Belka B2 została wzmocniona na zginanie za pomocą 5 pasków z taśmy CFRP wklejonych w nacięcia w dolnej powierzchni belki o wymiarach 20x6mm. Paski miały wymiary 20x1,4mm (rys. 1).

Belki w wyniku przeprowadzonych na nich badaniach wstępnych posiadały zarysowanie. Dokonano inwentaryzacji rys. Szerokości rozwarcia większości z rys wynosiły poniżej 0,05mm. Rozstaw rys był przybliżony do rozstawu strzemiom (ok 17cm).



Rys. 1. Zbrojenie belek

2.1. Przygotowanie elementów badawczych

Podczas betonowania belek w zakładzie prefabrykacji pobrano beton do oznaczenia właściwości mechaniczno-fizycznych [2]. Badania na próbkach przeprowadzono po 28 dniach. Oznaczono wytrzymałość na ściskanie na próbkach kostkowych i walcowych, moduł sprężystości oraz wytrzymałość na rozciąganie. Zestawienie otrzymanych wyników przedstawiono w Tabelicy 1.

Tabelica 1. Wyniki badań na próbkach betonowych [2]

	$f_{c,cube}$ [MPa]	f_c [MPa]	E_c [GPa]	f_{ct} [MPa]
Wartości średnie	37.41	32.75	30.86	4.86

Dla próbek stali zbrojeniowej wyznaczono moduł sprężystości, wytrzymałość na rozciąganie i granicę plastyczności. Wyniki przedstawiono w Tabelicy 2.

Tablica 2. Wyniki badań na prętach stalowych [2]

Wartości średnie	f_t [MPa]	E_s [GPa]	f_{sy} [MPa]
Φ6	500	187	426
Φ12	646	190	499

Do wzmocnienia belek na zginanie użyto taśm z włókien węglowych MC-DUR CFK 160/2400 firmy MC-Bauchemie, natomiast do wzmocnienia na ścinanie użyto mat z włókien węglowych jednokierunkowych NEOXECOVER 150 firmy MEGACHEMIE o właściwościach podanych w Tablicy 3.

Tablica 3. Właściwości mat NEOXECOVER 150 [3]

NEOXECOVER 150	f_{tu} [GPa]	E_f [GPa]	ρ [kg/dm ³]
Wartości	3.800	240.000	1.81

Dla każdej z belek zaproponowano inny sposób wzmocnienia na ścinanie. Parametrami zmiennymi była szerokość pasków mat oraz kąt nachylenia włókien kompozytu do osi podłużnej belki. Belki BD1 i BD2 zostały wzmocnione paskami o szerokościach odpowiednio 50 i 100mm, w odległościach 50mm pomiędzy końcem a początkiem kolejnego paska, a nachylenie włókien do osi podłużnej belki wynosiło 90°. Belki BD3 i BD4 zostały wzmocnione paskami o szerokościach odpowiednio 50 i 100mm, w odległościach 50mm, a nachylenie włókien do osi podłużnej belki 45°.

2.2. Wyniki badań doświadczalnych

W wyniku badań otrzymano kilka mechanizmów zniszczenia, zarówno na skutek utraty nośności na zginanie, jak i na ścinanie. Rozróżnia się obrazy zniszczenia typowe dla elementów żelbetowych bez dodatkowego wzmocnienia kompozytami – zmiżdżenie betonu w strefie ściskanej, jak i te typowe dla elementów wzmocnionych materiałami kompozytowymi CFRP: oderwanie taśmy od powierzchni betonu i rozerwanie włókien kompozytowych. W (tab.4) przedstawiono siłę niszczącą, maksymalne ugięcie oraz mechanizm zniszczenia każdej z belek.

Tablica 4. Zestawienie wyników badań

L.p.	Belka	V_u [kN]	w_k [mm]	Mechanizm zniszczenia
1	BD1	94,680	32,190	wyczerpanie nośności przekroju betonowego na zginanie i zmiżdżenie betonu w strefie ściskanej, poprzedzonego rozwojem rysy pionowej przez całą wysokość belki.

2	BD2	207,200	20,020	rozerwanie włókien kompozytu na narożach belki, w konsekwencji czego doszło do powstania rysy ukośnej i wyczerpania nośności strefy przypodporowej
3	BD3	185,100	41,030	oderwanie taśmy CFRP od powierzchni betonu, co spowodowało nagły, dwukrotny przyrost odkształceń w stali zbrojeniowej, a następnie zniszczenie belki ze względu na zginanie.
4	BD4	206,600	20,400	zerwanie włókien mat w pobliżu ukośnej rysy niszczącej, nagłe odspojenie mat CFRP, któremu towarzyszył gwałtowny rozwój ukośnej rysy i zerwanie wewnętrznych stalowych strzemion

3. Obliczenia teoretyczne

Do obliczeń statycznych przyjęto belki o identycznych wymiarach i parametrach materiałowych jak w badaniach doświadczalnych (rys.1). Schemat statyczny belek stanowi belka jednoprzęsłowa, wolnopodparta, obciążona symetrycznie dwoma siłami skupionymi, w odległości 500mm od siebie. Dla każdej belki obliczono nośność na zginanie, nośność na ścinanie bez uwzględnienia zbrojenia kompozytowego oraz nośność zbrojenia kompozytowego na ścinanie według norm i zaleceń [1], [4], [5], [6]. Dla każdej normy podano sposób obliczeń dla typu wzmocnienia zastosowanego na belkach doświadczalnych, czyli wzmocnienia typu „W”. Jest to typ wzmocnienia w postaci zamkniętych strzemion z mat obejmujących cały przekrój.

3.1. Norma ACI 440.2R-08 [4]

Nośność na ścinanie elementu wzmocnionego jest sumą wytrzymałości betonu, strzemion stalowych oraz zbrojenia kompozytowego, pomniejszoną o dwa współczynniki: współczynnik globalny $\varphi = 0,85$ i współczynnik redukcyjny do zbrojenia kompozytowego $\psi_f = 0,95$ dla wzmocnienia typu „W”

$$\varphi V_n = \varphi_f (V_c + V_s + \psi_f V_f) \geq V_u \quad (1.1)$$

V_u - obliczeniowa siła poprzeczna w przekroju

Nośność zbrojenia kompozytowego V_f oblicza się wg wzoru:

$$V_f = \frac{A_f E_f \varepsilon_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_f}{s_f} \quad (1.2)$$

gdzie

$$A_f = 2t_f b_f, \quad (1.3)$$

d_f, b_f, s_f - odpowiednio wysokość użyteczna, szerokość i rozstaw zbrojenia kompozytowego
 α – kąt nachylenia włókien kompozytu do osi podłużnej belki.

Efektywne odkształcenia kompozytu dla wzmocnienia typu W:

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{fu} \quad (1.4)$$

Dodatkowe ograniczenie jest narzucone na wspólny udział zbrojenia porzecznego stalowego i kompozytowego:

$$V_s + V_f \leq 0,66\sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (1.5)$$

3.2. fib Bulletin 14 [5]

Nośność na ścinanie jest sumą nośności betonu V_{cd} , zbrojenia stalowego V_{sd} i kompozytowego V_{fd} , i nie powinna być ona większa od nośności ściskanych krzyżulców betonowych V_{Rd2}

$$V_{Rd} = \min\{V_{cd} + V_{sd} + V_{fd}, V_{Rd,2}\} \quad (2.1)$$

Nośność zbrojenia kompozytowego zależy od efektywnych odkształceń kompozytu, określanych na podstawie wytrzymałości betonu na ściskanie i osiowej sztywności zbrojenia.

$$V_{fd} = 0,9E_f \varepsilon_{fde} \rho_f b_w d (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (2.2)$$

gdzie ε_{fde} jest projektowaną wartością efektywną odkształceń materiału kompozytowego, którą oblicza się:

$$\varepsilon_{fde} = \varepsilon_{fke} / \gamma_f \quad (2.3)$$

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_f dla mat CFRP wynosi: $\gamma_f = 1,35$

- $\varepsilon_{fke} = k\varepsilon_{fe}$, $k = 0,8$
- przy zerwaniu kompozytu CFRP

$$\varepsilon_{fs} = 0,17 \left(\frac{f_{cm}}{\rho_f E_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu} \quad (2.4)$$

W powyższych wzorach ρ_f oznacza stopień zbrojenia kompozytowego, który wyraża się:

$$\rho_f = \frac{2t_f b_f}{b_w s_f} - \text{dla pasków mat i taśm o szerokości } b_f \text{ i rozstawie } s_f.$$

3.3. Norma CNR DT200 [6]

W przypadku wzmocnienia typu „W” nośność na ścinanie liczona jest według modelu kratownicowego. Nośność zbrojenia kompozytowego oblicza się ze wzoru:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0,9 d f_{fsd} 2t_f (\cot\theta + \cot\alpha) \frac{1}{\sin\alpha} \frac{b_f}{s_f} \quad (3.1)$$

gdzie efektywna wytrzymałość obliczeniowa kompozytu wyraża się wzorem

$$f_{fsd} = f_{fdd} \left[1 - \frac{1}{6} \frac{L_g \sin\alpha}{\min\{0,9d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\Phi_R f_{fud} - f_{fdd}) \left[1 - \frac{L_g \sin\alpha}{\min\{0,9d, h_w\}} \right] \quad (3.2)$$

f_{fud} - obliczeniowa wytrzymałość taśmy na rozciąganie

$$\Phi_R = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b_w}, \quad 0 \leq r_c \leq 0,5 \quad (3.3)$$

r_c - promień zaokrąglenia naroży belki, przy wzmocnianiu obwodowym. Norma zaleca, aby minimalny promień wynosił 20mm.

3.4. Kotynia, Politechnika Łódzka, 2011 [1]

Autorka zaproponowała model obliczeniowy, który zależy od mechanizmu zniszczenia. Dla wzmocnienia „W” jest to odspojenie od bocznych powierzchni belki a następnie, po przekroczeniu naprężeń rozciągających. zerwanie kompozytu. Dla typu „W” obowiązuje więc metoda kratownicowa. Nośność kompozytu obliczana jest podobnie do nośności poprzecznego zbrojenia:

$$V_f = \frac{2b_f t_f}{s_f} k f_f z (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (4.1)$$

Globalny współczynnik k uwzględnia nieosiowe obciążenie kompozytu i brak odpowiedniego przygotowania krawędzi belki i wynosi on $k=0,45$

Uwzględnia się trzy możliwe kąty nachylenia krzyżulców betonowych, w zależności od stopnia stalowego zbrojenia poprzecznego:

- $\theta = 35^\circ$ dla $\rho_s < 0,1\%$
- $\theta = 40^\circ$ dla $0,1\% \leq \rho_s < 0,2\%$
- $\theta = 45^\circ$ dla $\rho_s \geq 0,2\%$

4. Porównanie wyników i wnioski

W tabelicy 5 przedstawiono zestawienie wyników obliczeń oraz porównanie tych wyników do wartości otrzymanych z doświadczeń. Wszystkie wartości sił podane w kN.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i badań, stwierdzono, że najmniejsze różnice w wynikach otrzymuje się w obliczeniach wg włoskiej normy CNR DT200. Dla belek z matami naklejonymi pod kątem 90° do osi podłużnej belki norma ta daje wyniki zaniżone. Belki BD1 i BD3 zniszczyły się na wskutek wyczerpania nośności na zginanie, stąd nie można określić dla nich niszczącej siły ścinającej.

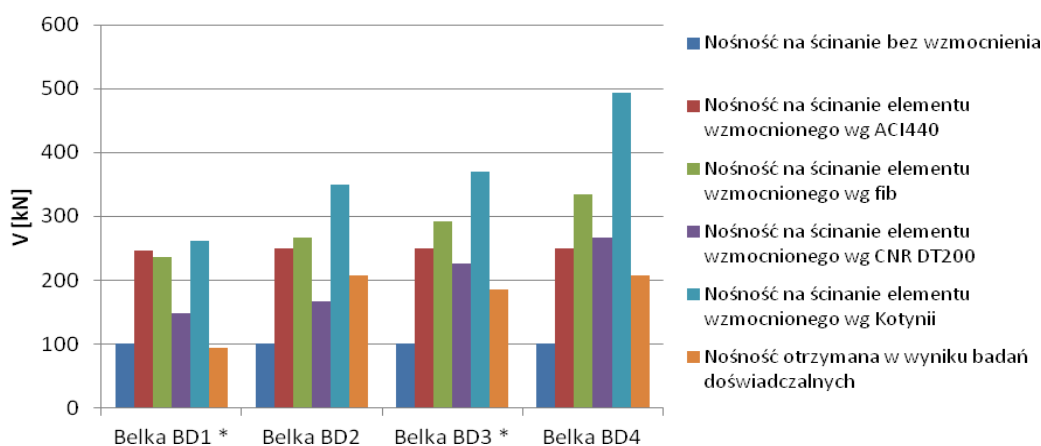
Tablica 5. Zestawienie wyników obliczeń oraz wyników badań doświadczalnych

Element	Nośność na zginanie $V_{zg,Rd}$	Nośność na ścinanie bez wzmocnienia $V_{śc,Rd}$	Nośność na ścinanie elementu wzmocnionego wg ACI440 $V_{ACI,Rd}$	Nośność na ścinanie elementu wzmocnionego wg fib $V_{fib,Rd}$	Nośność na ścinanie elementu wzmocnionego wg CNR DT200 $V_{CNR,Rd}$	Nośność na ścinanie elementu wzmocnionego wg Kotynii $V_{Kotynia,Rd}$	Nośność otrzymana w wyniku badań doświadczalnych
Belka BD1 *	77,000	100,332	245,728	235,812	148,526	261,690	94,680
Belka BD2	250,000	100,332	249,874	266,012	167,32	348,922	207,200
Belka BD3 *	277,000	100,332	249,854	292,024	226,660	370,088	185,100
Belka BD4	277,000	100,332	249,874	334,296	265,864	493,450	206,600

* - element zniszczył się wskutek utraty nośności na zginanie.

Jednak przyjmując największą wartość siły otrzymanej z badań, dla belki BD3 można oszacować, że wartość obliczona wg CNR DT200 także byłaby wartością najbliższą. Inaczej jest dla belki BD4, dla której najbliższą wartości doświadczalnej była siła obliczona wg normy

amerykańskiej ACI. Ma to związek z ograniczeniem sumy nośności poprzecznego stalowego zbrojenia wewnętrznego i zewnętrznego zbrojenia kompozytowego. Różnice w wynikach mogą być spowodowane wstępnym zarysowaniem belek, oraz obecnością dodatkowego zbrojenia kompozytowego na zginanie. Inną przyczyną może być mała wysokość belki (250mm). Rozbieżności w wynikach świadczą o złożoności tematu i konieczności dalszych badań.



Rys. 2. Porównanie wyników obliczeń i badań doświadczalnych, * - element zniszczył się wskutek utraty nośności na zginanie.

Literatura

- [1] Kotynia R.: Wzmacnianie żelbetowych belek na ścinanie za pomocą kompozytów polimerowych, Łódź, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, 2011
- [2] Kaminski, M., Kusa, E and Demski, D., Time-dependent behavior of CFRP-strengthened reinforced concrete beams, *Concrete Solutions 2011*, chapter 91, p. 691.
- [3] Neoxe, NEOVECOVER – maty z włókien węglowych do wzmacniania konstrukcji – karta techniczna, Megachemie, Kraków, Polska, 2011
- [4] ACI 440.2R-08, 2008, ACI Committee 440, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, Detroit, MI, 2008
- [5] FIB 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report, ISBN 978-2-88394-054-3, October 2001.
- [6] CNR DT 200: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2004

COMPARISON OF CALCULATION METHODS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH CFRP WITH RESULTS OF THE RESEARCH

Summary

The article compares the results of calculations of the shear capacity of reinforced concrete beams with the results of experimental studies. The object of the study were four reinforced concrete beam strengthened in shear with carbon fiber mats CFRP. Theoretical calculations were performed using standard ACI 440.2R-08 and CNR DT200, *fib* Bulletin 14 and the method by R. Kotynii.

Opiekun naukowy: dr inż. Tomasz Trapko Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska

ciągna kompozytowe, CFCC, Carbon Fibre Composite Cables

Katarzyna ZDANOWICZ¹

CIĘGNA KOMPOZYTOWE CFCC DO SPRĘŻANIA KONSTRUKCJI BETONOWYCH W ŚWIETLE ISTNIEJĄCYCH NORM

W pracy przedstawiono opis cięgien kompozytowych CFCC do sprężania konstrukcji betonowych. Scharakteryzowano materiał, omówiono zagadnienia związane z konstrukcjami sprężonymi – zakotwienia cięgien, długość transmisji, straty siły sprężającej w porównaniu z cięgnami stalowymi, oraz pokrótce scharakteryzowano procedury projektowe w wybranych normach.

1. Wprowadzenie

Cięgna kompozytowe na bazie włókien węglowych są rozwiązaniem, które dotychczas znalazło zastosowanie w sprężaniu obiektów inżynierskich, głównie mostowych, w USA, Kanadzie, Chinach i Japonii. Dzięki swoim parametrom mogą stać się one alternatywą w trudnych warunkach środowiskowych, w których tradycyjne stalowe cięgna sprężające są narażone na szybką korozję, jak również w elementach narażonych na promieniowanie nuklearne lub w konstrukcjach, w których istotny jest ich brak wpływu na pole magnetyczne (koleje wysokich prędkości). Innym przykładem są elementy o niewielkiej grubości, w których nie mogą być spełnione warunki minimalnej otuliny. Wciąż jednak konieczne jest opracowanie odpowiednich zakotwień, systemów sprężania oraz przeprowadzenie dalszych badań elementów sprężanych cięgnami kompozytowymi.

2. Cięgna kompozytowe CFCC

2.1. Parametry materiałowe i właściwości cięgien kompozytowych

Cięgna CFCC (*Carbon Fibre Composite Cables*, Rys. 1) to sploty składające się z wielu pojedynczych drutów (7, 19 lub 37), skręconych spiralnie, analogicznie jak tradycyjne stalowe sploty sprężające. Pojedyncze cięgna produkowane są z syntetycznych włókien poliakrylonitrylowych (PAN) bądź z włókien otrzymywanych poprzez destylację związków węgla oraz

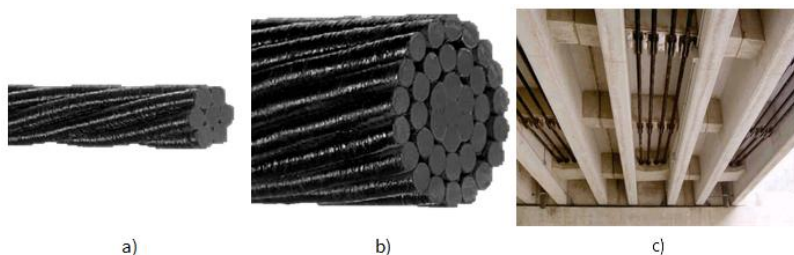
¹ Doktorantka Instytutu Konstrukcji Betonowych Wydziału Budownictwa i Geodezji, Leibniz Universität Hannover

odpowiednie oddziaływanie temperaturą w celu otrzymania materiału anizotropowego. Średnica pojedynczych włókien węglowych wynosi 7 μ m, a ich wytrzymałość na rozciąganie waha się od 3.5 do 6.9 GPa w zależności od rodzaju. Takie włókna, umieszczone w matrycy z żywicy epoksydowej, tworzą druty CFRP, a następnie sploty CFCC.

Tablica 1. Właściwości cięgien kompozytowych CFRP oraz CFCC [1, 4]

	CFRP	ciągno CFCC
gęstość [g/cm ³]	1.53	1.5
wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	2250 – 2550	1800 – 2700
moduł sprężystości [GPa]	142 – 150	137 – 160
maksymalne odkształcenia [%]	1.3 – 1.5	1.57 – 1.7

Zagadnieniem istotnym w zastosowaniu materiałów kompozytowych jest ich odporność na podwyższone temperatury. Współczynnik podłużnej rozszerzalności cieplnej cięgien CFCC wynosi 0.5*10⁻⁶ [1/°C], natomiast producenci cięgien deklarują odporność na temperatury rzędu 130°C [4].



Rys. 1. Cięgna CFCC – a) 1x7 (ϕ 12.5 mm), b) 1x37 (ϕ 40 mm), c) cięgna typu b) zastosowane do zewnętrznego sprężenia obiektu mostowego [4, 6]

2.2. Długość transmisji siły sprężającej w elementach strunobetonowych

Długością transmisji, określającą odległość, na której cała siła sprężająca zostaje przekazana na beton sprężanego elementu, dla cięgien kompozytowych jest niższa niż dla cięgien stalowych. Uzasadniane jest to różnicami materiałowymi oraz tzw. *efektem Hoyera*, który polega na tym, że przy zadawaniu siły sprężającej na element skracane ciągno zwiększa swoją średnicę, tym samym wywierając prostopadle naprężenia na otaczający je beton i redukując długość transmisji. Naprężenia te dla cięgien kompozytowych są większe niż w przypadku cięgien stalowych, z uwagi na niższy moduł Younga cięgien kompozytowych (wartość współczynnika Poissona porównywanych typów cięgien jest praktycznie identyczna). Po przeprowadzeniu obliczeń opartych na normach ACI [1] oraz Eurokodzie 2 [9], długość transmisji pojedynczych drutów kompozytowych była porównywalna z długością odpowiednich drutów stalowych, natomiast dla splotów CFCC i cięgien stalowych różnica była prawie dwukrotna (por. Tablica 2).

Tablica 2. Długość transmisji siły sprężającej cięgien stalowych i kompozytowych

	drut CFRP ($\phi 8\text{mm}$)	splot CFCC ($\phi 15,2\text{mm}$)
STAL* (l_{pt})	90 mm	110 mm
CFRP/CFCC (L_t)	86 mm	65 mm

*dla stali założone zostały dobre warunki przyczepności oraz stopniowe zwalnianie naciągu.

2.3. Zakotwienia cięgien CFCC

Istotnym problemem w stosowaniu cięgien CFCC do sprężania konstrukcji jest ciągły niedobór zoptymalizowanych do tego systemu zakotwień. Jest on związany z niską wytrzymałością cięgien kompozytowych na siły działające prostopadle do osi cięgien. Pod wpływem punktowej siły poprzecznej, jaką wywierają konwencjonalne systemy zakotwień, dochodzi do zerwania zewnętrznie położonych włókien i w konsekwencji zniszczenia cięgna, co dla pojedynczego drutu CFRP przedstawiono na rys. 2. Prowadzone są badania mające na celu zaprojektowanie optymalnego zakotwienia cięgien kompozytowych. Obecnie wyróżnia się dwa typy zakotwień: zakotwienia oparte na siłach przyczepności (bond-type) oraz zakotwienia mechaniczne [11].



Rys. 2. Uszkodzenie cięgna pod wpływem działaniem siły poprzecznej wywieranej przez zakotwienie [2]

Zakotwienia przyczepnościowe (Rys. 3), składają się z tulei, wykonywanych ze stali nierdzewnej lub twardszych polimerów, tuleje mogą być proste lub zbieżne. Wypełnia się je materiałem zapewniającym dobre parametry przyczepnościowe pomiędzy cięgnem a tuleją, np. zaczynem cementowym, różnymi rodzajami żywicy lub cementem ekspansywnym. Dobre rokowania wykazuje też zastosowanie zaczynu betonu na proszkach reaktywnych. Wadą tych zakotwień jest znaczna długość wymagana do przeniesienia siły sprężającej, która utrudnia stosowanie ich w konstrukcjach inżynierskich. Ponadto, na długoterminową efektywność tych zakotwień wpływ mają także właściwości materiału wypełniającego - jego skurcz, pełzanie, procesy reologiczne.



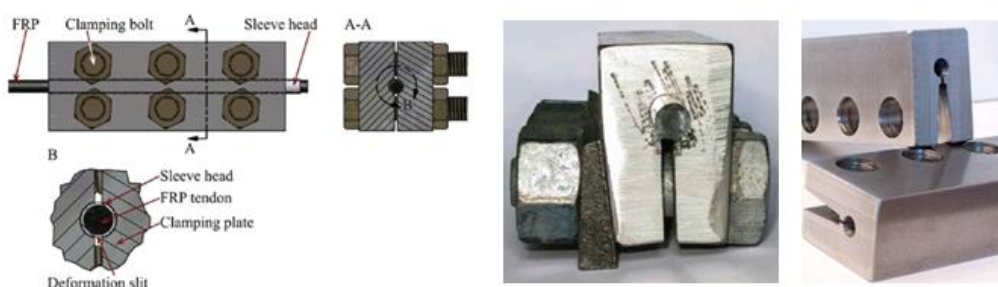
Rys. 3. Budowa zakotwień przyczepnościowych [10]

Zakotwienia mechaniczne stosowane do ciągów kompozytowych to zakotwienia szczękowe lub „zaciskowe” (*clamp anchorages*). Budowa szczękowych zakotwień mechanicznych (Rys. 4a) różni się od tradycyjnych tulejką, wykonywaną z miedzi lub aluminium, która ma zapewnić bardziej równomierny rozkład naprężeń na obwodzie cięgna i zapobiec jego zniszczeniu przez działanie punktowej siły poprzecznej w miejscu zakotwienia. Opracowano również zakotwienie typu szczękowego, które złożone jest z jednego elementu ze szczeliną i dwoma nacięciami. Przy naciąganiu cięgna nacięcia rozwierają się po zewnętrznej stronie, a jedyna istniejąca szczelina zamyka się (Rys. 4b). Ma to również na celu zapewnić lepszą dystrybucję naprężeń.



Rys. 4. Zakotwienie szczękowe do ciągów CFCC: a) typowe, b) zintegrowane jednoczęściowe [10]

Drugi typ to zakotwienia „zaciskowe” złożone z dwóch lub jednej części metalu z wyżłobieniem na cięgno (Rys. 5). Po umieszczeniu cięgna w tym rowku, zakotwienie skręca się śrubami – nierzadko aplikowany moment jest zróżnicowany na długości zakotwienia, aby ujedynolnić rozkład naprężeń.

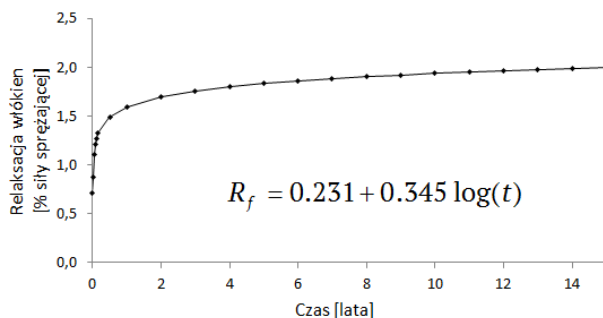


Rys. 5. Zakotwienia zaciskowe – dwuczęściowe (strona lewa) oraz jednoczęściowe (strona prawa) [2, 3]

2.4. Straty siły sprężającej

Normy amerykańska [1] i kanadyjska [12] zalecają wyznaczanie strat od poślizgu w zakotwieniu, od odkształceń sprężystych betonu oraz od skurczu i pęcznienia betonu według norm stosowanych dla tradycyjnych konstrukcji sprężanych cięgnami stalowymi, z uwzględnieniem

różnic parametrów materiałowych cięgien sprężających. Relaksacja cięgien CFRP jest określana jako suma trzech składników - relaksacji matrycy, relaksacji włókien, która określana jest zależnością przedstawioną na rys. 6 i sięga ok. 2% oraz rozprostowywania się włókien, które ma miejsce podczas naciągania cięgien i wlicza się je do strat od relaksacji. Właściwości cięgien CFCC są porównywalne do cięgien stalowych o niskiej relaksacji lub nieco je przewyższają.



Rys. 6. Relaksacja włókien węglowych w cięgnach kompozytowych

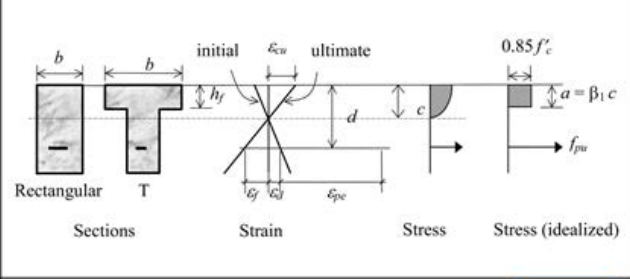
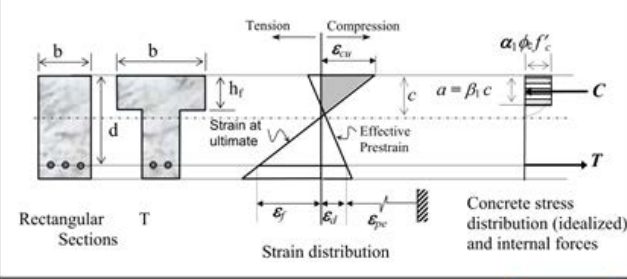
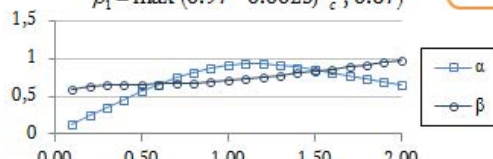
3. Istniejące normy i wytyczne dot. sprężania cięgnami z materiałów kompozytowych

Normy i wytyczne dotyczące stosowania materiałów kompozytowych do sprężania konstrukcji betonowych opracowano jak do tej pory w Japonii, Kanadzie i Stanach Zjednoczonych [1, 7, 8, 12]. Procedury projektowania we wszystkich trzech przeanalizowanych normach [1, 7, 12] bazują na wyznaczeniu stopnia zbrojenia w stanie równowagi, a następnie na tej podstawie na wyznaczeniu sposobu zniszczenia elementu. Preferowaną formą zniszczenia jest zniszczenie przez zmiążdżenie strefy ściskanej betonu, ponieważ zniszczenie poprzez przekroczenie wytrzymałości cięgien jest zniszczeniem nagłym i gwałtownym. Podejście obliczeniowe zaproponowane przez Grace [7], zakłada dodatkowe rozróżnienie czy rzeczywisty stopień zbrojenia przekracza połowę stopnia zbrojenia w stanie równowagi. Normy ACI [1] oraz ISIS [12] różnią się między innymi współczynnikami bezpieczeństwa – inne są wartości współczynników obciążeniowych, ponadto ACI [1] zakłada globalne współczynniki stosowane do zredukowania nośności w zależności od wyznaczonego rodzaju zniszczenia, natomiast norma kanadyjska stosuje redukcyjne współczynniki bezpieczeństwa dla parametrów materiałowych (por. Tablica 3). Zróżnicowany jest także sposób idealizacji naprężeń w strefie ściskanej oraz dopuszczalne odkształcenia betonu (por. Tablica 4).

Tablica 3. Współczynniki bezpieczeństwa w normach amerykańskiej i kanadyjskiej [1,12]

	ACI [1]	CAN [12]
dla obciążeń	stałe - 1.2; zmienne - 1.6	stałe - 1.25; zmienne - 1.5
dla materiałów	---	$\phi_c = 0.65$, $\phi_{frp.bond} = 0.85$, $\phi_{frp.unbond} = 0.80$
globalne	$\phi_{tension} = 0.65$, $\phi_{compression} = 0.85$	---

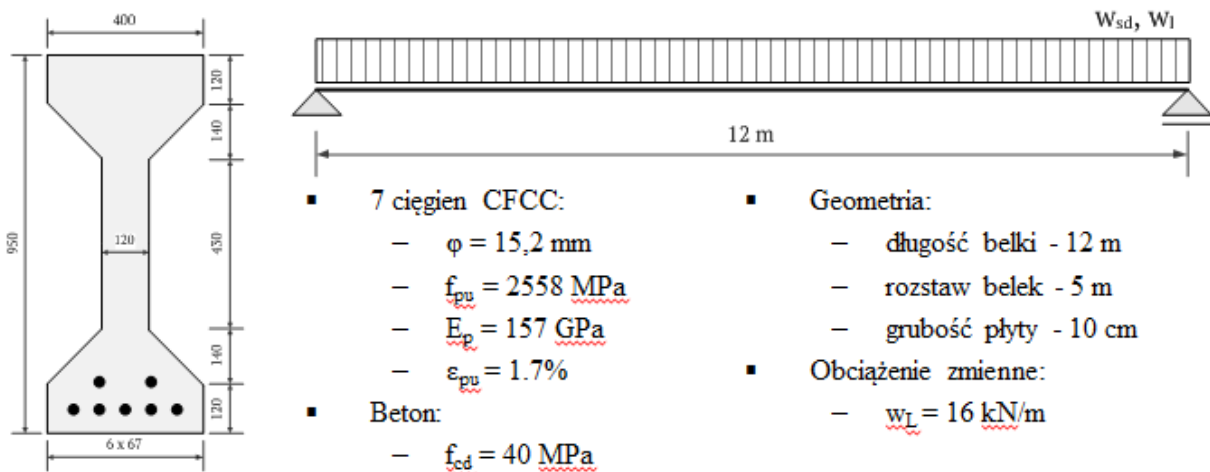
Tablica 4. Idealizacja naprężeń w strefie ściskanej oraz dopuszczalne odkształcenia betonu ściskanego

ACI	CAN
	
$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{if } f'_c \leq 27.579 \text{ MPa (2000 psi)} \\ 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 27.579 \text{ MPa}}{6.895 \text{ MPa}} \right) & \text{if } 27.579 \text{ MPa (2000 psi)} < f'_c \leq 55.185 \text{ MPa (4000 psi)} \\ 0.65 & \text{if } f'_c > 55.185 \text{ MPa (4000 psi)} \end{cases}$ <div style="border: 1px solid orange; padding: 2px; display: inline-block; margin-top: 10px;"> $\alpha_1 = 0,85$ $\beta_1 = 0,76$ </div>	$\alpha_1 = \max(0.85 - 0.0015f'_c, 0.67)$ $\beta_1 = \max(0.97 - 0.0025f'_c, 0.67)$ <div style="border: 1px solid orange; padding: 2px; display: inline-block; margin-top: 10px;"> $\alpha_1 = 0,79$ $\beta_1 = 0,87$ </div> 
$\epsilon_{cu} = 0.0030$	$\epsilon_{cu} = 0.0035$

Norma amerykańska przedstawia z gotowe formuły do wyznaczania zasięgu strefy ściskanej, natomiast norma kanadyjska bazuje na procedurach iteracyjnych. Po wyznaczeniu nośności w normie kanadyjskiej sprawdza się jeszcze dodatkowy warunek uwzględniający moment rysujący, który mówi, że jeżeli warunek nośności jest spełniony, a stosunek nośności do działającego momentu jest mniejszy niż 1,5, należy sprawdzić czy nośność przekracza 150% wartości momentu rysującego.

4. Przykład obliczeniowy i wnioski

Zgodnie z normami [1, 7, 12] przeanalizowano belkę przedstawioną na rys. 7.



Rys. 7. Analizowana belka – geometria, schemat statyczny, obciążenia

Tablica 5. Straty siły sprężającej – zestawienie wyników

	CAN [12]	ACI [1] / Grace [7]
Początkowa siła sprężająca f_{pi} [kN]/[MPa]	827.1 kN / 1023.2 MPa	
Strata od odkształceń sprężystych betonu [MPa]	47.5	46.4
Strata spowodowana pełzaniem betonu [MPa]	37.6	47.5
Strata spowodowana skurczem betonu [MPa]	33.0	25.6
Strata spowodowana relaksacją cięgien CFCC [MPa]	23.8	40.9
Całkowita wartość strat siły sprężającej [MPa]	142.0 (13.9% f_{pi})	160.4 (15.7% f_{pi})
Siła sprężająca po stratach [kN]/[MPa]	712.3 kN / 881.2 MPa	697.4 kN / 862.8 MPa

Tablica 6. Stan graniczny nośności – zestawienie wyników

	CAN [12]	ACI [1]	Grace [7]
Stopień zbrojenia w stanie równowagi [-]	0.0019	0.0021	
Rzeczywisty stopień zbrojenia [-]	0.0040	0.0040	
Wysokość strefy ściskanej betonu [mm]	255	273	199
Odkształcenia w skrajnej warstwie cięgien [-]	0.0145	0.0160	0.0165
Obliczeniowa wartość nośności MRd [kNm]	1156.6	1465.3	1375.2
Stopień wykorzystania nośności MEd/MRd	72.4%	58.0%	61.8%

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w Tablicach 5 i 6. Najwyższą nośność otrzymano przy wykorzystaniu normy ACI [1], natomiast najbardziej „konserwatywne” są wytyczne kanadyjskie [12]. Podejście przedstawione przez Grace [7] poparte zostało szeregiem badań na kilku typach konstrukcji mostowych i wykazuje dużą zgodność z otrzymanymi przez niego wynikami. Z uwagi na to, że materiały kompozytowe do sprężania konstrukcji nadal są słabo rozpoznane i liczba zarówno przeprowadzonych testów, jak i realizacji, nie jest wysoka, pomiędzy opracowanymi dotychczas wytycznymi wciąż występują rozbieżności. Brak również ujednoliconego podejścia do stosowania materiałów kompozytowych do sprężania konstrukcji betonowych na świecie. Charakterystyka materiałów kompozytowych znacząco różni się od charakterystyki stali, m.in. brak możliwości uplastycznienia czy gwałtowne zniszczenia. Skutkiem tego jest mniejsza przewidywalność zachowania się materiałów kompozytowych sprężających konstrukcje betonowe.

Cięgna CFCC mogą stać się alternatywą dla tradycyjnych systemów sprężania konstrukcji – w pewnych okolicznościach, np. trudnych warunkach środowiskowych, cięgna te będą z powodzeniem zastępować cięgna stalowe. Wymaga to rozwoju systemów sprężania i kotwienia cięgien, które na razie nadal są w fazie prób adaptacji tradycyjnych rozwiązań, oraz dalszych badań.

Literatura

- [1] ACI 440.4R-04: Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons (Reapproved 2011),
American Concrete Institute, USA, 2011

- [2] Burningham C. A.: Development Of A Carbon Fiber Reinforced Polymer Prestressing System For Structural Applications, PhD Thesis, The University of Utah, 2011
- [3] Burningham C. A., Pantelides Ch. P., Reaveley L. D.: New unibody clamp anchors for posttensioning carbon-fiber-reinforced polymer rods, *PCI Journal*, 2014, Vol. 59, s. 103 -113
- [4] CFCC – Carbon Fibre Composite Cables – materiały TokyoRope, <http://www.tokyoropeco.jp>
- [5] Fang Z., Zhang K., Tu B.: Experimental investigation of a bond-type anchorage system for multiple FRP tendons, *Engineering Structures*, 2013, Vol. 57, s. 364–373
- [6] Grace N., Navarre F., Nacey R., Bonus W., Collavino L.: Design-Construction of Bridge Street Bridge – First CFRP Bridge in the United States, *PCI Journal*, 2002, Vol. 47, Issue 5, s. 20-35
- [7] Grace N., Singh S. B.: Design Approach for Carbon Fiber-Reinforced Polymer Prestressed Concrete Bridge Beams, *ACI Structural Journal*, 2003, Vol. 100, Issue 3, s. 365-376
- [8] Japan Society of Civil Engineers, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials, Tokio, Japonia, 1997
- [9] PN-EN 1992-1-1:2008 – Projektowanie konstrukcji z betonu.
- [10] Ryngier K.: Applications of CFRP Tendons for Prestressing Concrete Structures in Marine Environment, praca magisterska, Wydział Inżynierii Łądowej, Politechnika Krakowska, 2014
- [11] Schmidt J., Bennitz A., Täljsten B., Goltermann P.: Mechanical anchorage of FRP tendons – A literature review, *Construction and Building Materials*, 2012, Vol. 32, s. 110-121
- [12] The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS Canada), Design Manual No. 5 – Prestressing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers, Winnipeg, Manitoba, Kanada, 2008

CARBON FIBRE COMPOSITE CABLES FOR PRESTRESSING CONCRETE STRUCTURES IN THE LIGHT OF CURRENT STANDARDS

Summary

The paper consist of a brief description of Carbon Fibre Composite Cables for prestressing concrete structures. Their parameters were presented as well as issues combined with prestressing of structures – anchorages, transfer length or prestressing force losses compared with conventional steel tendons. Furthermore, design procedures according to three chosen standards were analysed and compared.

Opiekun naukowy: Univ. Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover

polimerowe złącza podatne, redystrybucja naprężeń, posadzki betonowe

Łukasz ZDANOWICZ¹

REDYSTRYBUCJA NAPRĘŻEŃ DYŁATACJI BETONOWEJ POSADZKI PRZY ZASTOSOWANIU POLIMEROWEGO ZŁĄCZA PODATNEGO

W pracy zaprezentowano podstawowe własności polimerowych złączy podatnych. Opisano problem wypełnienia szczeliny dyłatacji betonowych posadzek przemysłowych oraz przedstawiono alternatywną metodę wypełnienia szczeliny dyłatacji złączem podatnym. Wykonano analizę obliczeniową określającą skuteczność zastosowania polimerowego złącza podatnego typu PT na tle tradycyjnych metod w postaci żywic epoksydowych. Porównano podstawowe wyniki obliczeń w postaci przemieszczeń złącza oraz naprężeń zredukowanych wg hipotezy Burzyńskiego w połączeniu i głównych naprężeń rozciągających w betonie.

1. Wprowadzenie

Polimerowe złącze podatne znalazło zastosowanie w Polsce po raz pierwszy w 2002 r. m.in. w naprawie i wzmocnieniu ceglanych sklepień w jednym z historycznych budynków Krakowa [1]. Metoda ta polega na łączeniu materiałów konstrukcyjnych specjalnie dobraną masą poliuretanową zdolną do przenoszenia obciążeń przy jednoczesnych względnie dużych odkształceniach. Pozwala ona na skuteczne przeciwdziałanie dalszemu rozwojowi uszkodzeń z jednoczesną redukcją naprężeń maksymalnych w obszarze złącza.

Celem pracy jest wykazanie i określenie redystrybucji naprężeń w szczelinie dyłatacji posadzki w odniesieniu do złącza podatnego na tle materiałów na bazie żywic epoksydowych.

2. Charakterystyka materiału złącza podatnego

Materiał tworzący polimerowe złącze podatne (PZP) wykazuje właściwości sprężyste o charakterze nieliniowym. Jego charakterystyka σ - ϵ odpowiada materiałowi hipersprężystemu [2] (por. rys. 1). Do miarodajnego opisu zachowania się polimeru tworzącego PZP wykorzystuje się m.in. modele funkcji σ - ϵ w mierze logarytmicznej. Wykorzystując równania liniowej teorii sprężystości Hooke'a (1), po modyfikacji parametrów materiałowych (funkcja odkształcenia $f(\ln\lambda_i)$, gdzie: λ_i – rozciągnięcie na kierunkach wektorów własnych) opisanych w mierze logarytmicznej,

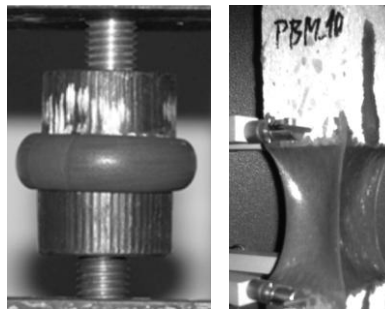
¹ Doktorant Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

przy założeniu twierdzenia Greena o istnieniu funkcji jednostkowej energii sprężystej [3]), można opisać zachowanie się materiału PZP w postaci (2).

$$\sigma = 2G \varepsilon + \Lambda \text{tr} \varepsilon \mathbf{I} \quad (1)$$

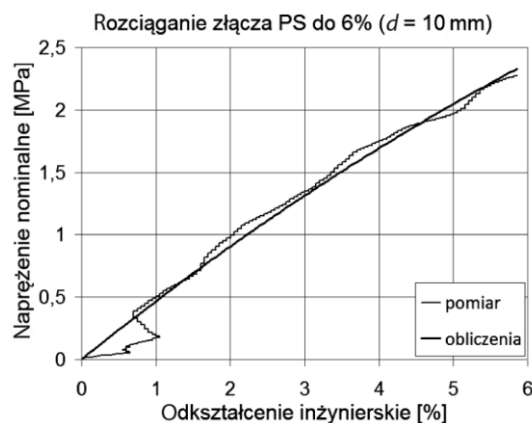
gdzie: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ $\Lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$

$$\sigma = f(\ln \lambda) = 2G \begin{bmatrix} \ln \lambda_1 & & \\ & \ln \lambda_2 & \\ & & \ln \lambda_3 \end{bmatrix} + \Lambda \left[\ln \lambda_1 + \ln \lambda_2 + \ln \lambda_3 \right] \begin{bmatrix} 1 & & \\ & 1 & \\ & & 1 \end{bmatrix} \quad (2)$$



Rys. 1. Obraz deformacji polimeru w teście ściskania (po lewej) oraz złącza podatnego w teście rozciągania (po prawej) [2]

Powyższe równania pozwalają na „unormowanie” opisu zachowania się złącza podatnego i wykorzystanie tego modelu do obliczeń w zagadnieniach inżynierskich (por. rys. 2). Więcej na ten temat w [3].



Rys. 2 Zależność σ - ε w teście rozciągania dla złącza podatnego typu PS

Do opisu wyteżenia materiału złącza podatnego wykorzystuje się najczęściej hipotezę Burzyńskiego, która zakłada niesymetryczny rozkład naprężeń w układzie σ_1 - σ_2 . Liczne badania

wykazały [2], że wytrzymałość polimeru na ściskanie jest inna co do wartości bezwzględnej niż wytrzymałość na rozciąganie – polimer wykazuje cechy materiału kruchego, gdzie $k_C > k_R$. Miarę wyężenia złącza podatnego (napężenie zredukowane σ_{red}) opisuje równanie (3).

$$\sigma_{red} = \frac{1}{2 \frac{k_C}{k_R}} \left[3 \left(\frac{k_C}{k_R} - 1 \right) \sigma_m + \sqrt{9 \left(\frac{k_C}{k_R} - 1 \right)^2 \sigma_m^2 + 4 \frac{k_C}{k_R} \sigma_e^2} \right], \quad (3)$$

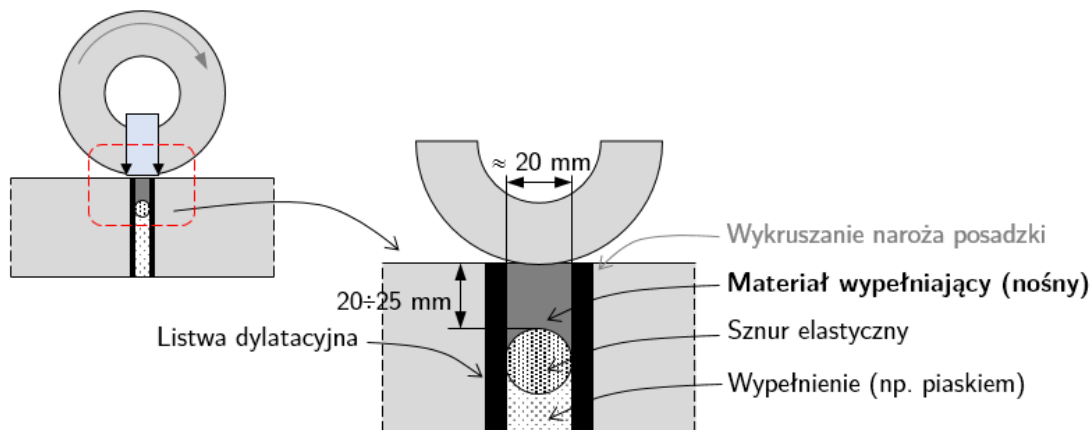
$$\text{gdzie: } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \quad \sigma_e = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2}$$

3. Przypadek dylatacji posadzki betonowej – problemy z wypełnieniem szczeliny dylatacyjnej

Coraz częściej w Polsce wykonuje się w halach przemysłowych tzw. posadzki beznacięciowe [4]. Powierzchnie tych posadzek wahają się zwykle pomiędzy 1000 – 1600 m² (nieraz do 2500 m²), a dylatacje robocze zazwyczaj oddalone są od siebie 36 – 40 m [5]. Tak znaczny rozstaw dylatacji znacznie ułatwia użytkowanie posadzek, jednocześnie podnosi poziom trudności ich wykonania (istotny udział oddziaływań związanych ze skurczem betonu i termiką, dodatkowo wpływ zjawiska „paczenia się” płyt, tzw. curling). Przeciętne rozwarście szczelin takich dylatacji kształtuje się na poziomie 8 – 30 mm dla końcowej wartości skurczu betonu [5]. Powoduje to problemy w użytkowaniu posadzki – m.in. pojazdy (np. wózki widłowe) poruszające po posadzce niszczą ogumienie o krawędź listew dylatacyjnych. Wprowadza to dodatkowo zwiększone obciążenie dynamiczne z racji znacznej rozwarości szczeliny (uskok kół podczas przejazdu wózka).

Problem skutecznego wypełnienia szczeliny dylatacyjnej podnoszony jest od dłuższego czasu (por. [6, 7, 8]). Ze względu na znaczne obciążenie od taboru czy zalegających regałów (do 50 kN/m²) oraz zjawisk związanych z czasem (skurcz betonu, curling) i temperaturą, dylatacja narażona jest na liczne uszkodzenia. Typowe rozwiązanie w postaci wypełnienia szczeliny sznurem elastycznym i wypełnieniem jej na niepełną głębokość (ok. 20 – 25 mm) sztywnym materiałem szczepnym (np. żywicą epoksydową) nie zdaje egzaminu (por. rys. 3). Po pewnym czasie materiał ten ulega zniszczeniu (kruche pęknięcia, zmęczenie materiału etc.) i przestaje przenosić obciążenia.

Również inne alternatywne metody wypełnienia dylatacji nie rozwiązały tego problemu zadowalająco. Stosowano [6] m.in. wypełnienie szczeliny materiałem elastycznym, jednak nietrwałym i nie przenoszącym obciążeń (np. kit trwale plastyczny), czy elementem stalowym (profil zamknięty przyspawany do listew dylatacyjnych).



Rys. 3 Schemat pracy dylatacji betonowej posadzki pod obciążeniem od ruchu pojazdów

4. Polimerowe złącze podatne jako wypełnienie szczeliny dylatacji posadzki przemysłowej

Na jednym z obiektów magazynowych w Polsce zaproponowano wykorzystanie polimerowego złącza podatnego do wypełnienia szczeliny dylatacji w posadzce przemysłowej. Zamiast dotychczas stosowanych rozwiązań w postaci żywic epoksydowych, kitów trwale plastycznych etc. zastosowano polimerowe złącze podatne, którego zadaniem będzie skuteczne przenoszenie występujących obciążeń w dylatacji (głównie obciążenie od ruchu wózków widłowych).

4.1 Analiza obliczeniowa

Do zamodelowania pracy dylatacji w posadzce przemysłowej przyjęto płaski stan odkształcenia (PSO) w modelu tarczowym przy użyciu MES (program ABC Tarcza 6.14). Analiza obliczeniowa wykonana została dla dwóch modeli: (1) polimerowego złącza podatnego PT oraz (2) skleiny na bazie żywicy epoksydowej S30. W modelach założono typowe warunki eksploatacyjnych posadzki w zakresie liniowej sprężystości po 2 latach od jej wykonania. Dane wyjściowe modelu przedstawiono poniżej:

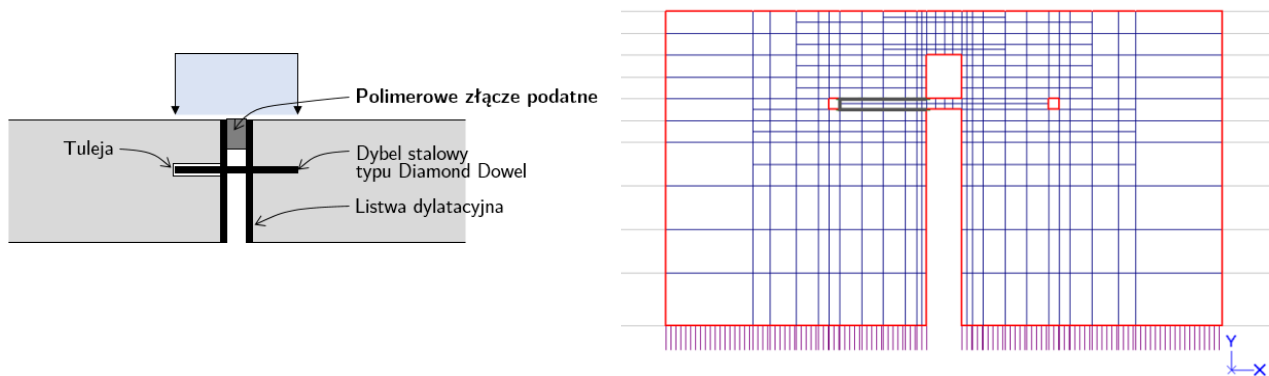
- Materiały:

Tablica 1. Zestawienie parametrów materiałów

Materiał	Moduł Younga [MPa]	Współczynnik Poissona [-]	Ciężar właściwy [kN/m ³]	k_C/k_R
Beton C25/30 [9]	31 500	0.2	24.0	> 10
Polimer PT [2]	800	0.495	10.8	1.33
Epoksyd S30 [10]	11 200	0.35	16.2	3.21
Stal [9]	200 000	0.3	77.0	1.00

- Grubość płyty: 0.18 m
- Warunki podparcia: podłoże Winklera $C = 58 \text{ MPa/m}$, $\mu = 0.5$
- Oddziaływania:
 - (1) obciążenie zmienne podnośnika FL3: $Q_k / 2 = 31.5 \text{ kN}$ na koło, gdzie: $\gamma_F = 1.5$, $\varphi = 2.0$ (koła z oponami twardymi) [11]; obciążenie ekwiwalentne $q_k = 315.0 \text{ kN/mb}$ na szer. 0.20 m
 - (2) skurcz betonu pominięto jako zanedbywalnie mały (po 2 latach na poziomie 90% skurczu końcowego)
 - (3) temperatura stała (wnętrze hali)
- Model MES: 1124 węzłów, 944 elementów skończonych

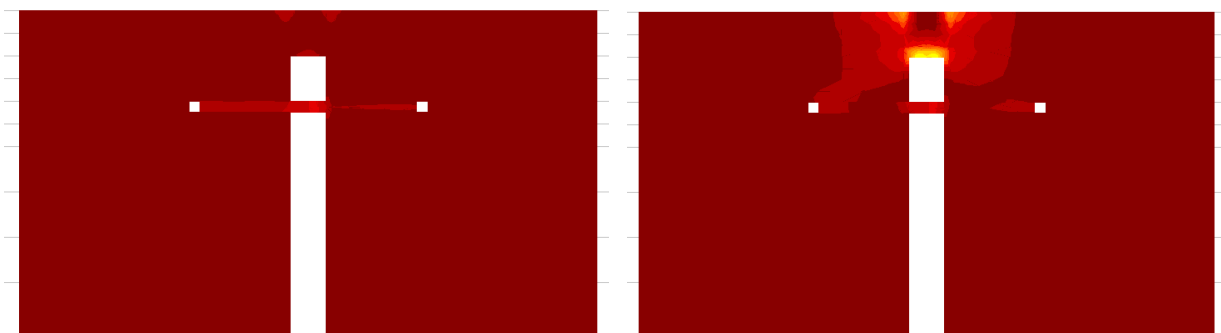
W celu zapewnienia swobody wzajemnych przemieszczeń poziomych dybla stalowego względem betonu wykorzystano opcję linii poślizgu [12] (por. rys. 4).



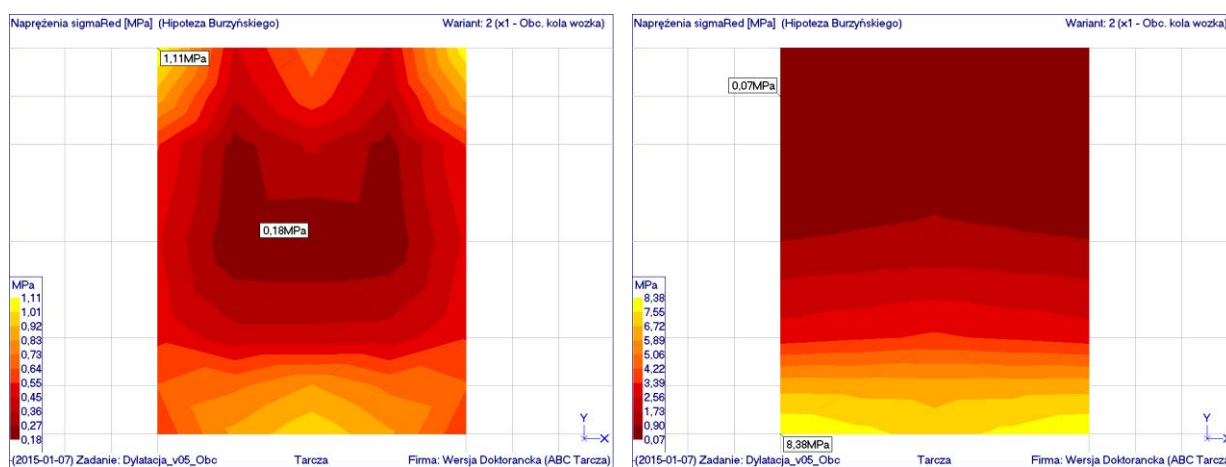
Rys. 4. Elementy nośne i obciążenie dylatacji posadzki (z lewej) oraz szczegół modelu MES strefy dylatacji (z prawej) z zaznaczoną strefą poślizgową (dybel)

4.2 Wyniki obliczeń

Wyniki obliczeń uzyskane w analizie numerycznej wykazują wyraźną różnicę w wartościach i przebiegu naprężeń pomiędzy modelem (1) PZP a (2) skleiny z żywicy epoksydowej. Na rysunku 5 zilustrowano intensywność zmian naprężeń w tym obszarze dla złącza podatnego z wykorzystaniem polimeru PT oraz połączenia przy użyciu żywicy epoksydowej S30. Dylatacja wypełniona skleiną z żywicy epoksydowej wykazuje znaczną koncentrację naprężeń w samej skleinie jak i w betonie w obszarze bliskim dylatacji. Obraz różnicy naprężeń zarówno dla złącza podatnego PT oraz skleiny z żywicy epoksydowej S30 przedstawiono na rys. 6.



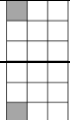

Rys. 5. Widok ogólny mapy naprężeń zredukowanych wg Burzyńskiego w obszarze dylatacji dla (1) polimerowego złącza podatnego (z lewej) oraz (2) połączenia żywicą epoksydową (z prawej)



Rys. 6. Wytyczenie sklejonej łączącej listwy dylatacyjne: (1) polimerowe złącze podatne (z lewej), (2) żywica epoksydowa (z prawej)

Można zaobserwować, że obszary występowania ekstremalnych naprężeń różnią się pomiędzy sobą – PZP wytyżone jest najbardziej w górnych warstwach złącza ($\sigma_{red.PT} = 1.11$ MPa), natomiast naprężenia w sklejnie epoksydowej rosną w kierunku warstw dolnych ($\sigma_{red.S30} = 8.38$ MPa). Maksymalne wytyżenie polimeru PT stanowi zaledwie 13% maksymalnego wytyżenia sklejiny epoksydowej S30 – świadczy to o znacznej redystrybucji naprężeń w złączu. Ma to bezpośredni wpływ na wartości naprężenia w betonie w obszarze dylatacji. Przy zastosowaniu żywicy epoksydowej powstają znaczne naprężenia rozciągające w betonie na poziomie naprężeń głównych $\sigma_{1.S30} = 2.25$ MPa, co jest bliskie wytrzymałości betonu na rozciąganie (dla C25/30 $f_{ctm} = 2.6$ MPa); maksymalne główne naprężenie rozciągające dla złącza podatnego wynoszą $\sigma_{1.PT} = 0.26$ MPa, co stanowi ok. 12% $\sigma_{1.S30}$. Warto też odnotować, że przemieszczenia poszczególnych modeli nie różnią się istotnie. Przemieszczenie pionowe złącza podatnego wynosi $u_{PT} = 1.00$ mm, natomiast dla żywicy epoksydowej $u_{S30} = 0.97$ mm. W tabeli 2 zestawiono podstawowe wyniki obliczeń dla wartości ekstremalnych.

Tablica 2. Zestawienie podstawowych wyników obliczeń

Model	Naprężenie σ_{red} [MPa]	Miejsce występ. σ_{red}	Przemieszczenie [mm]	Naprężenie σ_I w betonie [MPa]
Polimerowe złącze podatne PT	1.11 (13.2%)		1.00 (103%)	0.26 (11.6%)
Skleina z żywicy epoksydowej	8.38 (100%)		0.97 (100%)	2.25 (100%)

5. Podsumowanie

Polimerowe złącze podatne zastosowane do wypełnienia szczeliny dylatacyjnej posadzki przemysłowej pozwala na skuteczne przenoszenie występujących obciążeń zapewniając jednocześnie korzystną redystrybucję naprężeń w samym połączeniu (nawet do 87% redukcji naprężeń w złączu względem skleiny z żywicy epoksydowej). Redystrybucja ta ma też korzystny wpływ na wartości naprężeń rozciągających w betonie (redukcja głównych naprężeń rozciągających do 88%). Pozwala to na przenoszenie większych obciążeń, w rezultacie tego elementy takie wykazują większe nośności. W przypadku zastosowania złącza podatnego z polimerem typu PT nie zaobserwowano istotnych różnic w przemieszczeniach dylatacji (ok. 3% względem wypełnienia żywicą epoksydową S30).

Dalsze badanie wykorzystanie polimerowego złącza podatnego w dylatacjach posadzek betonowych wymaga analizy zachowanie się złącza w czasie, np. podczas postępującego skurczu betonu. Kolejnym istotnym kierunkiem badań byłoby określenie naprężeń przyczepności PZP do poszczególnych materiałów (zwłaszcza do elementów stalowych), co pozwoli na bardziej zaawansowane analizy numeryczny z warstwami interfejsowymi.

Literatura

- [1] Ciesielski R., Kwiecień A.: Wzmocnienie uszkodzonych łuków ceglanych w zabytkowym budynku muzeum w Krakowie. *XXI Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane*, Szczecin-Międzyzdroje, 2003, s. xx,
- [2] Kwiecień A.: Polimerowe złącza podatne w konstrukcjach murowych i betonowych. *Monografia 414, Seria Inżynieria Lądowa*, Kraków, Wydawnictwo PK, 2012,
- [3] Jemioło S.: Studium hipersprężystych własności materiałów izotropowych: Modelowanie i implementacja numeryczna. *Zeszyt Budownictwo nr 140*, Warszawa, OWPW, 2002,
- [4] Dymidziuk B.: Fibrobetonowe posadzki bezspoinowe – cz. I i II. *Nowoczesne hale*, 2010, Nr 1/10, s.14-18, 36-38,

- [5] Chibowski T.: Posadzka bezspoinowa na palach. *Materiały Budowlane*, 9/2010, Nr 457, s. 22-23,
- [6] Chibowski T.: Paczenie płyt betonowych na brzegach dylatacji. *Materiały Budowlane*, 9/2006, Nr 409, s. 23-24,
- [7] Chibowski T.: Rysy i pęknięcia betonowych płyt posadzkowych. *Inżynier Budownictwa*, 12/12 Nr 101, s. 55-58,
- [8] Kwiecień A.: Uszkodzenia betonowych nawierzchni lotniskowych. *XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane*, Szczecin-Międzyzdroje, 2009, s. 481-488,
- [9] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,
- [10] Sika: Karta informacyjna Sikadur-30z dn. 27.11.2014,
- [11] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,
- [12] Grajek K.: ABC Tarcza 6.14, Gliwice, Pro-Soft, 2013

STRESS REDISTRIBUTION OF CONCRETE FLOOR JOINT WITH APPLICATION OF POLYMER FLEXIBLE JOINT

Summary

In the paper basic properties of polymer flexible joints were presented. Problem of filling of a concrete floor dilatation joint was described and an alternative method of filling the joint with flexible polymer was also depicted. A numerical analysis of application of polymer flexible joint was conducted – type PT in comparison with traditional method (epoxy resins). Basic results of the numerical analysis were compared – such as displacement of flexible joint, reduced stresses according to Burzyński hypothesis as well as principal tension stresses in concrete.

Opiekun naukowy: dr. hab. inż. Andrzej Winnicki, prof. PK, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Krakowska oraz dr. hab. inż. Arkadiusz Kwiecień, Instytut Mechaniki Budowli, Politechnika Krakowska.

Referaty Studentów

*renowacja, technologie bezwykopowe*Paulina ANDERSZ¹

BEZWYKOPOWE METODY RENOWACJI RUROCIĄGÓW

Niniejszy referat podejmuję wybrane zagadnienia związane z bezwykopowymi technologiami renowacji przewodów infrastruktury podziemnej. W pracy przedstawiono kryteria doboru odpowiedniej techniki odnowieniowej oraz scharakteryzowano najpopularniejsze metody rehabilitacyjne rurociągów. Omówiono główne problemy dotyczące wymiarowania powłok odnowieniowych oraz przedstawiono najważniejsze zalety, jakie niesie ze sobą stosowanie bezodkrywkowych renowacji.

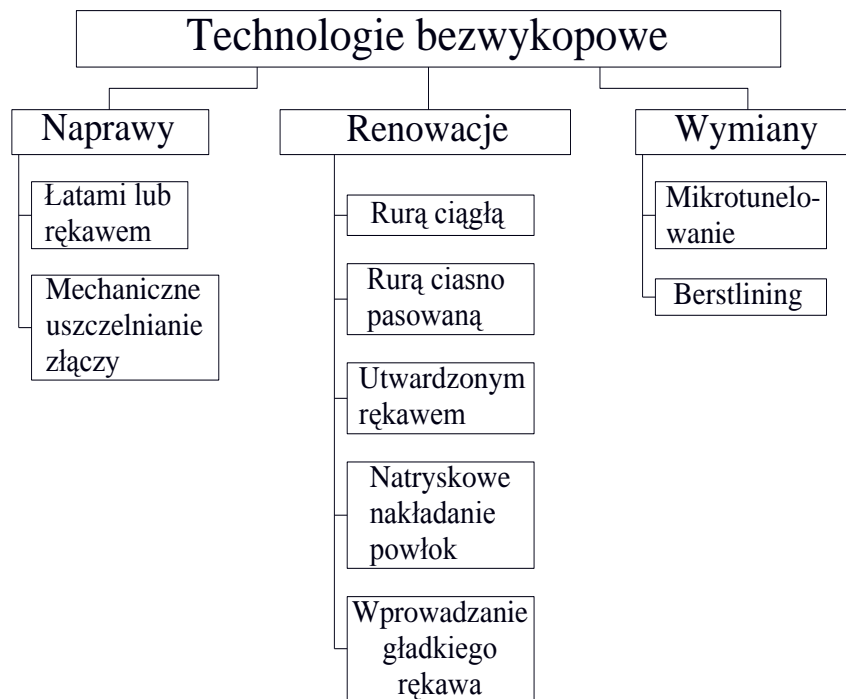
1. Wstęp

W dobie postępującego procesu urbanizacji każda ingerencja w płynność ruchu ulicznego wiąże się z ogromnymi utrudnieniami zarówno dla pieszych jak i dla kierujących pojazdami. W ciągach ulic lub na skrzyżowaniach o dużym znaczeniu komunikacyjnym dla miasta ciężko wyobrazić sobie przeprowadzenie renowacji infrastruktury podziemnej metodą odkrywkową. Dlatego też, to właśnie uwarunkowania społeczne powinny być głównym czynnikiem uwzględnianym przy renowacjach rurociągów w miastach. Inwestor przed podjęciem decyzji o wyborze technologii rehabilitacji sieci podziemnej powinien przeprowadzić obszerną analizę warunków technicznych, ekonomicznych, ekologicznych oraz, jak wspomniano wyżej, społecznych. Opracowania koncepcji odnowy danego rurociągu powinny obejmować przede wszystkim wymagania techniczne późniejszej eksploatacji przewodu. Analiza warunków technicznych powinna odnosić się także do konkretnej technologii oraz stosowanych materiałów. Uwarunkowania ekologiczne związane są z możliwością zanieczyszczenia oraz obniżenia zwierciadła wód gruntowych w wyniku prac prowadzonych w otwartych wykopach, z których konieczne jest odprowadzenie napływającej wody. Wszystkie wyżej wymienione czynniki przemawiają za wykorzystaniem, prężnie rozwijających się w Polsce, technologii bezwykopowych.

Duża popularność stosowania bezodkrywkowych technologii renowacyjnych wiąże się ze starzeniem przewodów, ich wysoką awaryjnością, a co za tym idzie wysokimi kosztami eksploatacji.

¹ Studentka II roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

Bezwykopowe metody odnowy przewodów podziemnych można uporządkować w trzech grupach: naprawy, renowacje oraz wymiany. Naprawy wykorzystywane są, gdy uszkodzenia rurociągu są niewielkie i mają charakter lokalny. Natomiast renowacje stosuje się przy znacznych uszkodzeniach kanału. Po renowacji wzrost nośności konstrukcji przewodu może być duży i dostosować go do aktualnych obciążeń. Ponadto, technologie rehabilitacyjne chronią rurociąg przed korozją wewnętrzną, dno i ścianki zostają zabezpieczone przed ścieraniem. Podczas renowacji należy również uwzględnić redukcję przekroju poprzecznego, który powinien spełniać wymogi hydrauliczne stawiane kanałowi. Z kolei wymiany przewodów stosuje się, gdy konieczne jest znaczne zwiększenie przepustowości kanału. W miejscu starego kanału, który jest usuwany lub rozkruszany wprowadzany jest nowy przewód, spełniający kryteria hydrauliczne i statyczno-wytrzymałościowe.



Rys. 1. Klasyfikacja stosowanych bezwykopowych technologii odnowy przewodów infrastruktury podziemnej [1]

2. Dobór optymalnej technologii renowacji rurociągu

Kulickowski w [2] zwraca uwagę, iż przed doбором optymalnej technologii odnowy należy sklasyfikować rurociąg pod względem stanu technicznego. Autor uporządkował kanały w sześciu klasach, które uwzględniają warunki posadowienia oraz stan techniczny przewodu.

Bezsporny pozostaje fakt, że aby właściwie wybrać odpowiedni system rehabilitacji

konkretnego przewodu należy wcześniej przeprowadzić inspekcje telewizyjną. Rezultatem są jakościowe i częściowo ilościowe dane obrazujące rodzaj oraz skalę uszkodzeń. Kolejny etap to nieniszczące badania materiału konstrukcji przewodu. Jeżeli jest to konieczne powinno wykonać się badania geotechniczne parametrów gruntu w pobliżu kanału. W celu określenia stopnia wyężenia konstrukcji niezbędne jest zestawienie obciążeń działających na ustrój. Na etapie doboru odpowiedniej technologii renowacji konieczne jest ustalenie wymagań, jakim powinien sprostać materiał odnawianego przewodu. Najważniejszymi parametrami są m.in. ścieralność, odporność na korozję, starzenie, czy też podwyższoną temperaturą. Optymalny dobór technologii renowacyjnej wymaga też przeprowadzenia analizy hydraulicznej przed i po odnowie.

Jak zauważył Kulickowski bardziej ekonomicznym rozwiązaniem jest zastosowanie droższej metody renowacji. Różnice w kosztach zostają spłacone poprzez dłuższy okres eksploatacji i trwałości przewodu.

3. Renowacja utwardzanymi powłokami formowanymi in situ

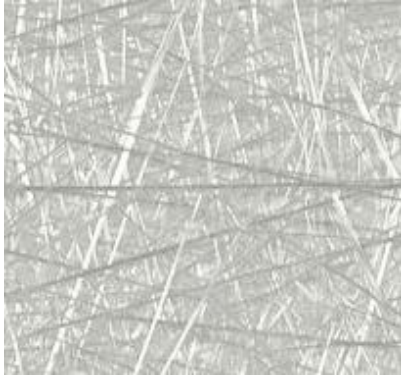
Technologia, która zostanie omówiona w niniejszym rozdziale po raz pierwszy znalazła zastosowanie w 1971 roku w Londynie. Zrehabilitowano wówczas kanał jajowy o wymiarach 1,17 x 0,61m [2]. Metody z użyciem powłok żywicznych są globalnie znane pod takimi nazwami jak: insitu lining, soft lining oraz cured in place pipe (CIPP).

Bezwykopowa renowacja powłokami żywicznymi sprowadza się do wciągnięcia do uprzednio wyczyszczonego kanału rękawa z materiału tekstylnego, który został nasączony żywicą termoutwardzalną. Wśród sposobów instalacji nasączonych materiałów wyróżnia się inwersję przy użyciu wody, sprężonego powietrza czy też mechaniczne przeciąganie rękawa przez kanał. Kolejnym etapem renowacji jest utwardzenie powłoki. Producenci oferują najczęściej 3 techniki: utwardzanie z wykorzystaniem gorącej wody (80-85°C), pary wodnej oraz naświetlanie promieniami UV (jest to najbardziej efektywna metoda). Cyrkulacja medium czy też naświetlanie trwa tak długo aż powłoka uzyska odpowiednią twardość. Kolejną czynnością jest stopniowe schłodzenie oraz wypompowania medium z przewodu i odcięcie końcówek rękawa. Po zakończeniu prac wykonywana jest inspekcja TV odbiorowa. Jednocześnie sporządzany jest raport z inspekcji.

Warto zaznaczyć, że renowacje z użyciem powłok żywicznych cechuje duża różnorodność. Różnice wynikają:

- z mnogości materiałów tekstylnych
- ze sposobu nasączania, instalacji i utwardzania rękawów
- z rodzaju żywic, którymi nasącza się rękawy

Materiały tekstylne występują pod postacią włókien (plecione), tkanin oraz mat. Najtańszym rozwiązaniem są materiały z włókien poliestrowych. Jednak biorąc pod uwagę właściwości fizykochemiczne to włókna szklane wiodą prym na rynku materiałów stosowanych przy renowacjach przewodów infrastruktury podziemnej.



Rys. 2. Mata z włókna szklanego [3]



Rys. 3. Tkanina z kompozytu poliestrowo – szklanego [4]

Jednym z tańszych materiałów stosowanych do nasączenia rękawów jest żywica poliestrowa. Nasycanie materiału tekstylnego odbywa się w fabryce lub na miejscu instalacji. Nienasycone poliestry są odpowiedzialne za wysoki moduł elastyczności nowo utworzonej powłoki. Sprawiają, że staje się ona odporna na większą część kwasów występujących w ściekach miejskich. Natomiast żywice epoksydowe dobrze sprawdzają się w warunkach podwyższonej temperatury ścieków w przewodach kanalizacyjnych. Ze względu na szybki czas wiązania po wymieszaniu żywicy epoksydowej z utwardzaczem, nasączenie rękawa odbywa się w tym przypadku na placu budowy

Żywicom stawiany jest szereg wymogów. Mała lepkość jest niezbędna, aby rękaw został równomiernie nasączony. Z drugiej strony za niska lepkość żywicy może skutkować wyciskaniem jej z zagięć podczas transportu oraz spływaniem ze ścianek w kierunku dna przewodu.

4. Technologie renowacyjne z wyjątkiem technologii utwardzanych powłok żywiczych

4.1. Technologie natryskowe

Jako pierwsza zostanie przedstawiona, mająca swe początki w 1965 roku, renowacja z użyciem cementowania.

Cementowanie to bardzo powszechna metoda renowacji rurociągów przy pomocy wykładziny z zaprawy cementowej. Odnowie mogą zostać poddane kanały o średnicach od 80mm do 3600mm. Jest to technika najczęściej stosowana przy rehabilitacji przewodów wodociągowych. Renowacji

podlegają rury stalowe, żeliwne, żelbetowe oraz azbestowo-cementowe. Technologia cementowania wykorzystywana jest celem ochrony rur przed wewnętrzną korozją, zabezpieczenia przed małymi przeciekami oraz polepszenia własności hydraulicznych. Bez wątpienia jest to metoda posiadająca dużo zalet. Przede wszystkim nie wykazano jakichkolwiek przeciwwskazań mikrobiologicznych, które powodowałyby ograniczenia w stosowaniu omawianej technologii. Kolejnym atutem jest krótki okres renowacji kanału oraz poprawa jego parametrów hydraulicznych. Warto zauważyć, że natryskując wewnątrz przewodu cementem otrzymujemy bierną oraz czynną ochronę antykorozyjną rur stalowych i żeliwnych. Bierna ochrona polega na mechanicznej ścianie przewodu przez warstwę zaprawy. Natomiast czynne działanie ochronne jest skutkiem reakcji alkalicznych zaprawy cementowej, które zapobiegają korozji.

Natrysk wewnętrznej powierzchni kanału odbywa się przy użyciu specjalnego urządzenia przemieszczającego się przez rurociąg. Urządzenie wyposażone jest w głowicę natryskową. Czasami stosowane jest też wygładzanie zaprawy przy pomocy specjalnych, obracających się kielni.

Do technologii natryskowych zalicza się również natrysk żywicą epoksydową. Technika ta znajduje zastosowanie, gdy skład chemiczny wody stanowi przeciwwskazanie do użycia zaprawy cementowej. Utworzona wewnątrz rury, renowacyjna powłoka epoksydowa nie uszczelnia niewielkich przecieków w przeciwieństwie do metody cementowania. Trwałość takiej powłoki oceniana jest na 30-50 lat.

4.2. Technologie z zastosowaniem długich i krótkich modułów rur (relining)

Relining należy do najstarszej grupy metod w zakresie regeneracji i polega na wsunięciu bądź wciągnięciu nowych rur do odnawianego rurociągu. Dzięki tej metodzie powstaje całkowicie szczelny system „rura w rurze”. Technologia, o której mowa ma za zadanie uszczelnić kanał, polepszyć jego parametry hydrauliczne lub też zatrzymać postępującą korozję ścian rurociągu.

W przypadku długiego Reliningu do rehabilitowanego przewodu wciągana jest jedna długa rura z powierzchni terenu lub kilka segmentów długich rur, które zostają połączone w wykopie początkowym. Długość wykopu zależy od zastosowanego sposobu wciągania rurociągu oraz od temperatury otoczenia. Promień gięcia rur ulega zwiększeniu wraz ze spadkiem temperatury, a w związku z tym wzrasta długość wykopu. Przestrzeń, która powstaje między wciągana rurą, a odnawianym kanałem najczęściej wypełnia się odpornym na działanie obciążeń materiałem – zazwyczaj mieszaniną różnych spoiw. Dzięki temu wprowadzona rura zostaje unieruchomiona w jednej pozycji, tworzy z rehabilitowanym przewodem jedną, konstrukcyjną całość.

Idea metody renowacji z użyciem krótkich rur segmentowych, znana pod nazwą Relining krótki, jest podobna do renowacji z użyciem rur ciągłych. Zasadnicza różnica polega na tym, że ciągłą rurę wprowadzaną do uszkodzonego przewodu tworzymy z krótkich segmentów rurowych nie na powierzchni terenu, lecz na dnie studzienki rewizyjnej dla małych średnic (do DN 600) lub w odpowiednio zaprojektowanych wykopach montażowych (w przypadku większych średnic). Wciągane lub wpychane rury są najczęściej łączone na tzw. „zatrask”, który jest ich wewnętrznym zamkiem lub rzadziej zgrzewane.

4.3. Technologie ciasno pasowane z zastosowaniem rur PE

Techniki ciasno pasowane używane są w przypadku, gdy ważne jest utrzymanie wydajności rurociągu. Do tej grupy technologii zalicza się metody renowacyjne, których powłoka odnowieniowa ściśle przylega do wewnętrznej powierzchni kanału. Stosowane rury są zdeformowane fabrycznie lub na placu budowy do kształtu litery U (technologie: Compact Pipe, Compact SlimLiner, Subline), a także rury, których przekrój poprzeczny przed wprowadzeniem do przewodu zostaje zredukowany o około 10% (technologie: Swagelining, Rolldown).

W technologii Compact Pipe po wciągnięciu całego odcinka rury odwijanej z bębna transportowego pod wpływem pary i ciśnienia rura ponownie uzyskuje przekrój kołowy. Wartość ciśnienia jak i ilość oraz parametry dostarczanego ciepła powinny być kontrolowane. Po ochłodzeniu odnowiony rurociąg zostaje oddany do eksploatacji.

Podstawową cechą metody Swagelining jest odkształcenie wykładziny polegające na czasowym zmniejszeniu średnicy z jednoczesnym jej wydłużeniem. Takie działanie ma na celu ułatwienie wprowadzenia przygotowanego odcinka wykładziny do wnętrza przewodu. Redukcja średnicy odbywa się w urządzeniu, w którym rura poddawane jest obróbce termiczno-mechanicznej. Podczas przejścia rury przez to urządzenie najpierw podgrzewa się ją do temperatury ok. 70°C, następnie zgniata równomiernie na obwodzie, po czym przepuszcza przez pierścienie schładzające. Po około 24 godzinach rura powraca do pierwotnej wielkości i ściśle przylega do rehabilitowanego przewodu.

5. Wymiarowanie powłok renowacyjnych

Wykorzystując niektóre techniki odnowieniowe, nie ma konieczności wykonywania obliczeń statyczno-wytrzymałościowych (np. technologie natryskowe). Jednak, gdy przy renowacji stosowane są powłoki z tworzyw sztucznych czy też rury PE jest to obligatoryjne.

Różnorodność stosowanych rozwiązań technologicznych i materiałowych sprawia, że poprawne zaprojektowanie powłoki renowacyjnej w określonych warunkach nie jest zagadnieniem trywialnym. Ważnym faktem jest to, że na powłokę odnowieniową obciążenia często nie są przekazywane bezpośrednio. Jest to główna różnica, którą należy wziąć pod uwagę podczas procesu projektowania w porównaniu z wymiarowaniem przewodów wykonywanych metodą tradycyjną.

Kluczem do prawidłowego zwymiarowania powłoki renowacyjnej jest określenie wartości obciążeń oraz ich przepływu w przekroju poprzecznym. Jak wspomniano wcześniej renowacja dotyczy kanałów, których konstrukcja jest w pełni nośna lub wymaga jej poprawy. Powłoka użyta do rehabilitacji konstrukcji może zostać zwymiarowana tylko na obciążenie parciem hydrostatycznym wody gruntowej lub na wszystkie obciążenia. Jak opisano w [2], rozkład obciążeń stałych wokół odnawianego przewodu można przyjąć, jako radialny. Takie działanie jest uwarunkowane brakiem występowania pustek powietrznych wokół kanału. Co więcej, sporządzona wcześniej analiza warunków geotechnicznych powinna wykazać, że w otoczeniu rurociągu zaszły stosowne procesy reologiczne i naturalne środowisko gruntowe zostało odbudowane.

Po zwymiarowaniu i dobraniu odpowiedniej powłoki renowacyjnej należy sprawdzić, stosując odpowiednie współczynniki bezpieczeństwa, wszystkie warunki gwarantujące zachowanie nośności oraz stateczności odnowionego rurociągu. Kiedy odnowiony kanał stanowi konstrukcję sztywną wymaga się sprawdzenia czy naprężenia nie przekraczają wartości dopuszczalnych. Konstrukcje podatne są dodatkowo narażone na utratę stateczności lokalnej (wyboczenie) oraz nadmierne ugięcie. Warunki te należy bezwzględnie zweryfikować przed oddaniem obiektu do użyteczności. W przypadku odnowy z zastosowaniem żywic dodatkowo powinno zostać sprawdzone wydłużenie krótko- i długotrwałe włókien skrajnych.

6. Zalety technologii bezwykopowych

Niewątpliwie bezwykopowe technologie rehabilitacji rurociągów posiadają znacznie więcej zalet niż te wykonywane metodami tradycyjnymi w wykopach otwartych. Omawiane metody charakteryzują się brakiem lub minimalną ilością robót ziemnych. Niezależność prowadzonych prac od warunków atmosferycznych przekłada się na skrócenie czasu odnowy kanału w porównaniu z technologiami wykopowymi. Renowacja często wykonywana jest z poziomu terenu poprzez studzienki rewizyjne. Stosując takie rozwiązanie ryzyko uszkodzenia przewodów lub kabli znajdujących się w pobliżu odnawianego kanału praktycznie nie istnieje. Wykorzystując metody bezodkrywkowej odnowy nie ma konieczności obniżania poziomu zwierciadła wody gruntowej. Skutkuje to brakiem niebezpieczeństwa, jakim jest osiadanie pobliskich budowli. Z ważniejszych

zalet omawianych technologii jest ich minimalna ingerencja w płynność ruchu ulicznego na terenach zurbanizowanych, plac budowy ogranicza się do przestrzeni koniecznej do rozłożenia sprzętu, wykorzystywanego przy danej technologii.

Literatura

- [1] Chwiałkowska J.: Bezwykopowe metody renowacji sieci wodociągowej na przykładzie miasta Bydgoszczy. *Inżynieria Środowiska*. 2012, t.15, nr4, s. 373-386.
- [2] Kuliczkowski A. i inni: Technologie Bezwykopowe w inżynierii środowiska. Warszawa, Seidel-Przywecki, 2010.
- [3] http://krosglass.pl/product_groups/index/er-3003.
- [4] <http://www.mazur-swiecie.com.pl/view/firma-informacje-ogolne/>.
- [5] Nahrebecki Z.: Nowoczesna renowacja sieci kanalizacyjnych. *Inżynieria Bezwykopowa*. 2004, nr 3.
- [6] Kuliczkowski A.: Technologie Bezwykopowe budowy i odnowy sieci podziemnych. *Rynek instalacyjny*. 2009, nr 11.
- [7] Zwierzchowska A.: Optymalizacja doboru metod bezwykopowej budowy rurociągów podziemnych. Kielce, monografia nr 38, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, 2003.

TRENCHLESS METHODS OF PIPELINES RENOVATION

Summary

The paper discusses selected issues related to the trenchless technologies of pipelines renovation. The selection criteria in the process of choosing the appropriate method are described. The author made a survey of the most popular technologies in Poland. There are also presented general problems which result of diversity of available technologies. Last chapter refers to the advantages of trenchless technologies.



sprężony zbiornik żelbetowy, schemat statyczny

Aleksandra BEDNARSKA¹
Maciej STRÓŻEK²

WPLYW SPOSOBU POŁĄCZENIA ŚCIANY ZBIORNIKA NA WODĘ Z DNEM NA ILOŚĆ ZBROJENIA ZWYKŁEGO

Zakres pracy obejmuje obliczenia statyczne dla założonego modelu, na podstawie których dokonano obliczeń zbrojenia zwykłego. Porównane zostały wyniki dla przyjętych 3 różnych sposobów połączenia ściany z dnem. Jako kryterium porównania przyjęto szacunkową masę zbrojenia w całej konstrukcji zbiornika.

1. Wprowadzenie

Podziału zbiorników dokonać można ze względu na materiał konstrukcyjny z którego są wykonane, kształt, istnienie przekrycia, położenie w stosunku do poziomu terenu, przechowywany materiał i wiele innych. Celem referatu było skupienie się na sposobie połączenia ściany zbiornika z dnem w żelbetowym zbiorniku na wodę. W przypadku zbiorników na cieczy niezwykle ważnym warunkiem jest spełnienie wymagania szczelności. Osiągnięcie trzeciej klasy szczelności zapewnia sprężenie obiektu. Wg [1] rekomendowanym ze względów ekonomicznych i technologicznych jest sprężanie zbiorników o przekroju kołowym, szczególnie wysokich i o dużych średnicach. Dzięki sprężeniu zużycie betonu może być o 50% mniejsze (znacznie mniejsza grubość ściany), a stali nawet o 80%. Jest to rozwiązanie bardziej opłacalne mimo korzystania z droższej stali i dodatkowych elementów (jak zakotwienia). Dodatkowe zyski mogą wyniknąć również z przyjętego sposobu połączenia ściany z dnem. Analizę oparto na przykładzie inwestycji w postaci zbiorników wodociągowych realizowanych w Krakowie (Górka Narodowa Wschód). Projekt obejmuje budowę m.in. dwóch zbiorników wodociągowych, komory zasuw, dwóch zbiorników retencyjnych oraz infrastruktury zewnętrznej. Obecnie jest w trakcie realizacji. Model obliczeniowy w sposób znacznie uproszczony odzwierciedla konstrukcję jednego ze zbiorników wodociągowych o objętości 15 000 m³.

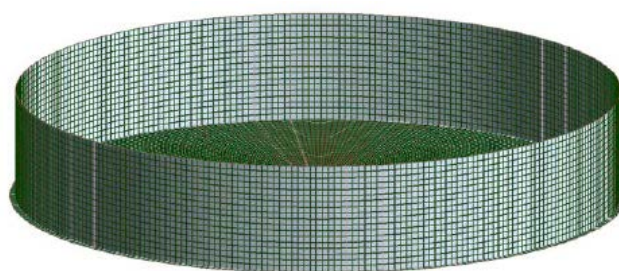
¹ Studentka II roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej,

² Student II roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej,

2. Model obliczeniowy zbiornika

Obliczeń sił wewnętrznych dokonano w oparciu o model obliczeniowy wykonany w programie Robot. Zbiornik żelbetowy został zamodelowany jako powłoka cylindryczna o średnicy 50,0 m i wysokości 9,0 m. Grubość paneli to 40 cm dla ściany oraz dna i 80 cm dla sześciu pilastrów, równomiernie rozmieszczonych na obwodzie, w których wykonane zostanie zakotwienie cięgien sprężających. Przyjęty model pokryty został siatką elementów skończonych o wymiarach 50 x 50 cm. Płyta denna posadowiona jest na podłożu sprężystym. Do obliczeń przyjęto następujące materiały.

- ✓ beton *C35/45*
- ✓ stal zbrojeniowa *BSt500S*
- ✓ stal sprężająca *sploty 7□5*



Rys. 1 Model obliczeniowy zbiornika

Chcąc wykazać wpływ przyjęcia schematu statycznego, zdecydowano się na zamodelowanie 3 różnych połączeń ściany z płytą fundamentową:

- ✓ **połączenie sztywne,**
- ✓ **połączenie przegubowe,**
- ✓ **połączenie przegubowo-przesuwne.**

Podstawowym obciążeniem działającym na konstrukcję jest napór hydrostatyczny wody wewnątrz zbiornika, na które zaprojektowane zostało sprężenie obwodowe. Zamodelowano je w postaci przyłożonego obwodowo obciążenia zastępczego. Pominięto dokładne obliczenia strat siły sprężającej przyjmując straty doraźne na poziomie 10 % i końcowe na poziomie 30%. Nie rozpatrywano także sytuacji wywołanej nierównoczesnym naciągiem kabli. Jako kryterium doboru ilości sprężenia (rozstawu) przyjęto nie wystąpienie sił rozciągających przy całkowitym napełnieniu wodą. Zbiornik jest częściowo zagłębiony w gruncie do poziomu 6,4 m od podstawy. W podłożu gruntowym znajdują się piaski średnie a poziom zwierciadła wody gruntowej znajduje się na znacznej głębokości poniżej dna zbiornika. W analizie uwzględniono zatem ciężar własny konstrukcji, parcie hydrostatyczne wody, parcie gruntu na ściany zbiornika oraz obciążenie od sprężenia, natomiast pominięte zostały obciążenia związane z wpływem temperatury, wiatru i śniegu.

Przy projektowaniu zbiorników zagłębionych w gruncie uwzględnia się dwie ekstremalne sytuacje. Pierwsza, tzw. próba wodna – zbiornik jest pusty i obsypany gruntem (maksymalne ściskanie), druga – zbiornik jest pełny i bez obsypki, stan remontowo – budowlany (maksymalne rozciąganie ścian). Zastosowanie sprężenia obwodowego powoduje, że w drugiej sytuacji siły rozciągające praktycznie nie występują lub są niewielkie.

Doboru sprężenia dokonano dla charakterystycznych wartości obciążeń po uwzględnieniu strat. Do wymiarowania zbrojenia w stanie granicznym nośności posłużono się następującą kombinacją obciążeń:

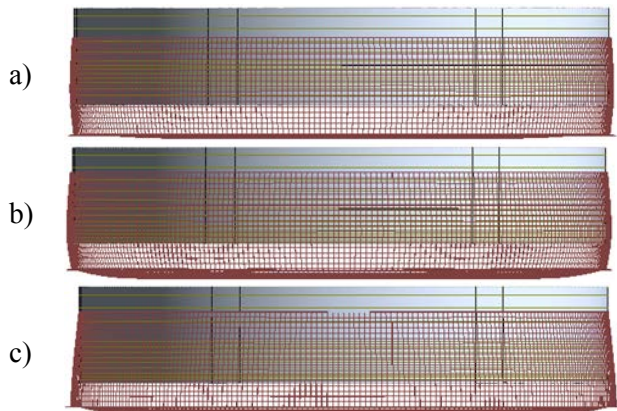
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

Wiodącym oddziaływaniem zmiennym jest ciśnienie cieczy lub parcie gruntu. Współczynniki dobrano na podstawie [2] przy uwzględnieniu kabli sprężających z przyczepnością.

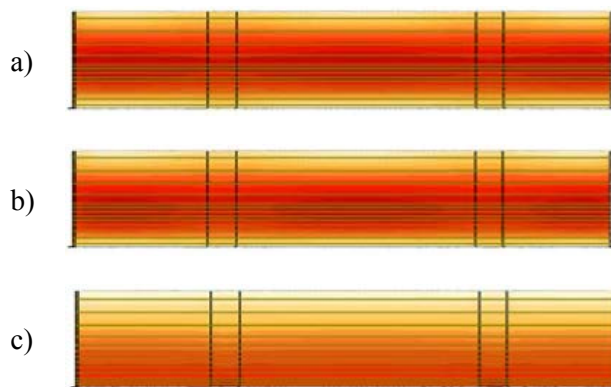
3. Analiza wyników

3.1 Deformacje i siły obwodowe

Wybrany sposób połączenia ściany zbiornika z dnem rzutuje na sposób, w jaki odkształca się powłoka (rys. 2) oraz na rozkład sił równoleżnikowych (rys. 3).



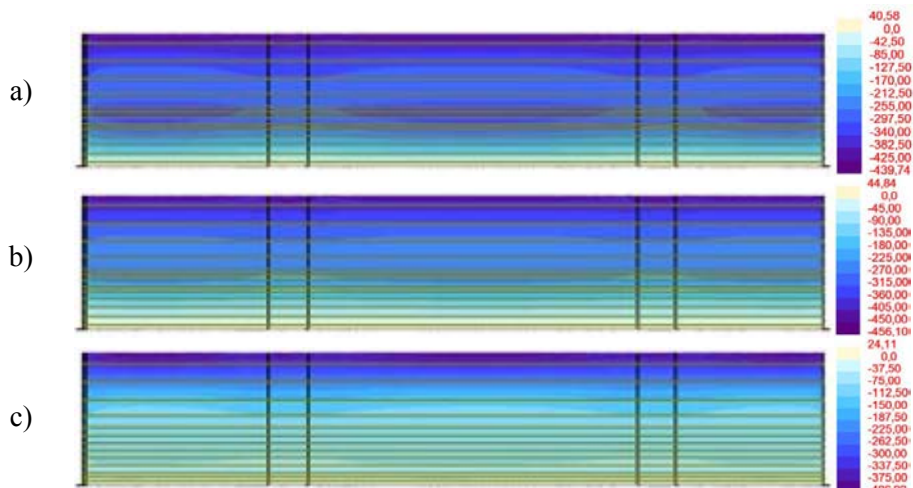
Rys. 2 Deformacje dla połączenia a) sztywnego, b) przegubowego, c) przegubowo-przesuwnego



Rys. 3 Siły równoleżnikowe od parcia wody dla połączenia a) sztywnego, b) przegubowego, c) przegubowo-przesuwnego

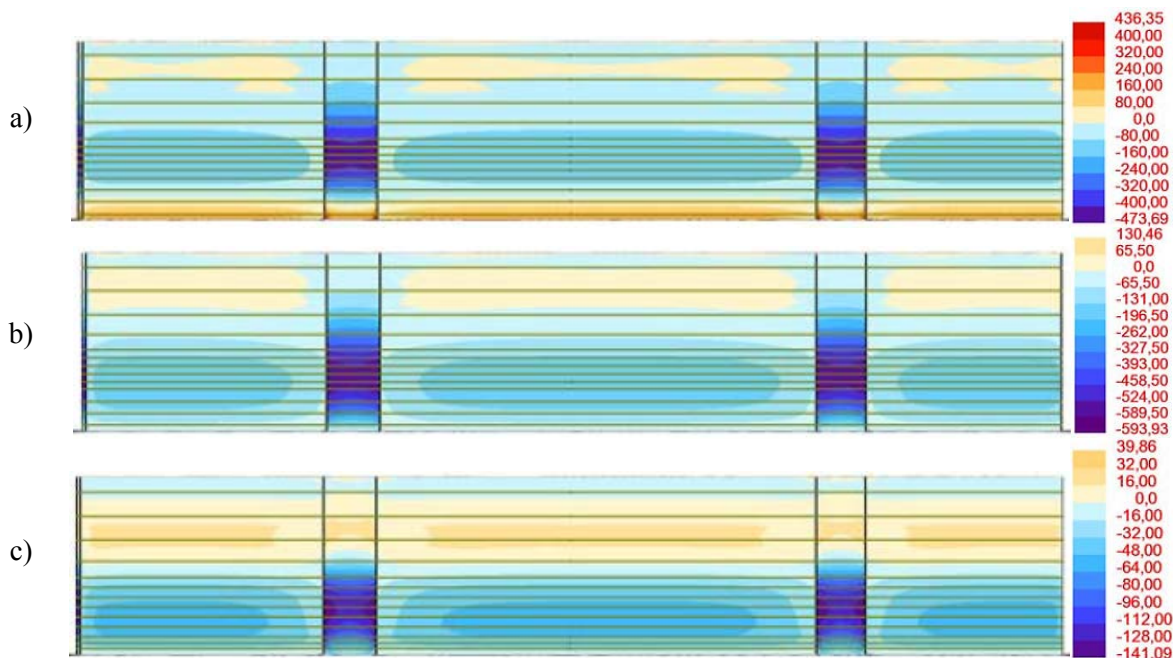
W przypadku połączenia sztywnego i przegubowego największe siły występują w pobliżu połowy wysokości ściany, odpowiednio 1110,53 [kN/m] oraz 1289,89 [kN/m]. W połączeniu, w którym zwolniono możliwość przesuwu ściany względem płyty dennej, największe siły występują przy dolnej krawędzi i wynoszą aż 2180,77 [kN/m], czyli prawie dwukrotnie więcej niż w poprzednich przypadkach. W miejscu największych sił obwodowych stosowano mniejszy rozstaw kabli sprężających. I tak, dla wszystkich połączeń zastosowano po 13 kabli sprężających,

dostosowując ich rozstaw do rozkładu sił. W rzeczywistości w połączeniu przegubowo-przesuwym potrzeba więcej kabli sprężających ze względu na brak współpracy ściany z dnem. Po sprężeniu (po uwzględnieniu strat) siły rozciągające, w zbiorniku wypełnionym wodą, są znikome (rys. 4).



Rys. 4 Siły równoleżnikowe od parcia wody oraz efektów sprężenia dla połączenia a) sztywnego, b) przegubowego, c) przegubowo-przesuwego [kN/m]

3.2 Momenty zginające południkowe, zbiornik pusty i zasypany gruntem



Rys. 5 Momenty zginające południkowe, gdy zbiornik jest pusty i zasypany gruntem, dla połączenia a) sztywnego, b) przegubowego, c) przegubowo-przesuwego [kNm/m]

Przyjęty schemat statyczny ma znaczny wpływ na wielkości oraz rozkład momentów zginających w powłoce. Powyższe mapy (rys. 5) potwierdzają wcześniejsze przypuszczenia i pokazują, że największe momenty zginające występują w przypadku połączenia przegubowego oraz sztywnego. Natomiast w przypadku połączenia przegubowo-przesuwne są one czterokrotnie mniejsze, co znacznie wpłynie na ilość zastosowanego zbrojenia zwykłego.

4. Zbrojenie zwykłe w zbiorniku

4.1 Zbrojenie minimalne

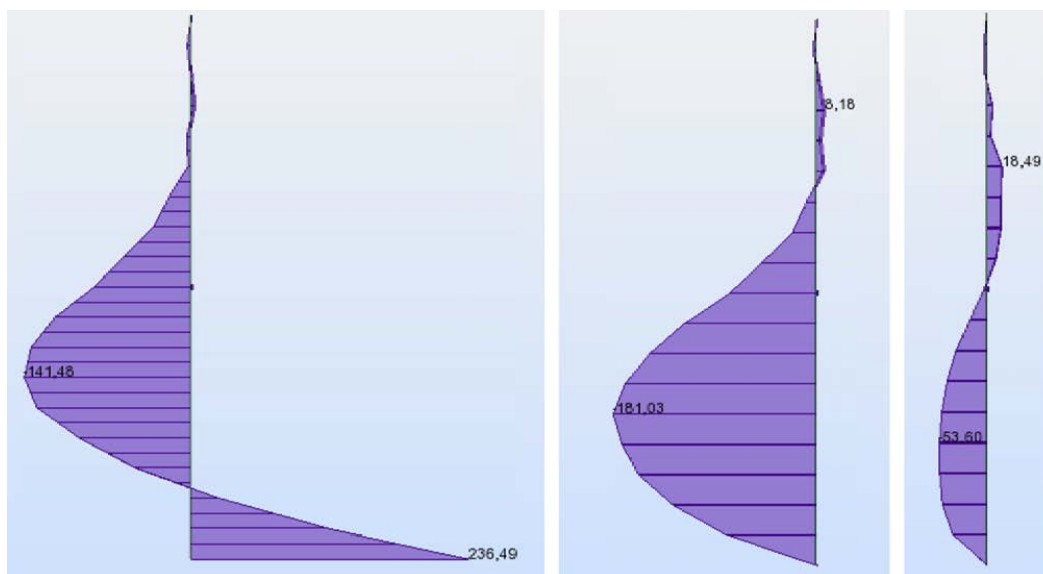
Zbrojenie minimalne dla analizowanego zbiornika obliczone wg zaleceń zawartych w [5] i [1], przy założeniu średnicy $\square 12$, wyniosło $8,5 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Zastosowano średnicę $\square 12$ w rozstawie co $12,5 \text{ cm}$.

4.2 Zbrojenie poziome

Znaczne momenty równoleżnikowe wystąpić mogą w sytuacjach, gdy np. w zbiorniku znajduje się ciecz o temperaturze wyższej niż temperatura otoczenia, mamy do czynienia z niepełnym sprężaniem obwodu lub kable sprężane są zewnętrznie; nie było to tematem rozważań. Przyjęcie różnych schematów statycznych połączenia ściany z dnem nie miało znaczącego wpływu na otrzymane wyniki. Obliczeniowe momenty równoleżnikowe nie przekroczyły wartości $30,00 \text{ [kNm]}$, dlatego przyjęte symetrycznie zbrojenie minimalne jest zbrojeniem wystarczającym. Ze względu jednak na skurcz betonu, wynikający ze współpracy ściany z płytą denną w przypadku połączeń przegubowego i sztywnego konieczne jest zwiększenie tego zbrojenia. Przyjęto zbrojenie w postaci $\square 16$ co $12,5 \text{ cm}$ do poziomu $1,5 \text{ m}$ od dna.

4.3 Zbrojenie pionowe

Wpływ przyjętego połączenia między ścianą i dnem ma jednak znaczący wpływ na momenty południkowe. Jedynie przyjęcie schematu przegubowo – przesuwne nie powoduje zaburzenie stanu błonowego i umożliwia ścianie przemieszczenie poziome (oraz obrót). Poniżej przedstawiono przebieg momentów zginających w poszczególnych analizowanych przypadkach (rys. 6) oraz wymaganą ilość zbrojenia ze względu na momenty maksymalne (Tabela 1).



Rys. 6 Południkowe momenty zginające w zależności od przyjętego schematu połączenia.
Od lewej: połączenie sztywne, przegubowe, przegubowo-przesuwne.

Tabela 1. Powierzchnia wymaganego zbrojenia w zależności od przyjętego schematu połączenia.

Przyjęte połączenie	Max momenty południkowe [kNm]	Wymagana powierzchnia zbrojenia [cm ² /mb]
Sztywne	236,5	16,00
Przegubowe	181,0	12,12
Przegubowo-przesuwne	53,6	8,50

W przypadku połączenia przegubowo-przesuwne nie jest konieczne stosowanie dodatkowego zbrojenia. Zbrojenie minimalne posiada wystarczającą nośność.

Przy zastosowaniu połączenia przegubowego wystąpiły znaczne momenty rozciągające zewnętrzną część ściany zbiornika. Zastosowane zostanie jednak zbrojenie symetryczne $\square 14$ co 12,5 cm, zmniejszone w górnej części ściany (1/3 wysokości) do $\square 12$.

Połączenie sztywne powoduje wystąpienie momentów rozciągających po obu stronach ściany zbiornika. Zastosowano $\square 16$ co 12,5 cm, zmniejszone w górnej części ściany (1/3 wysokości) do $\square 12$.

4.4 Zestawienie wyników obliczeń

W zestawieniach uwzględniono jedynie zbrojenie główne pionowe i poziome, konieczne ze względu na występujące momenty zginające. Dla uproszczenia założono, że ilość zbrojenia w ścianie na całym obwodzie zbiornika jest stała. Rozstaw zbrojenia nie zmienia się i wynosi 12,5cm.

Tabela 2. Porównanie ilości masy zbrojenia zwykłego dla całego zbiornika w zależności od przyjętego schematu połączenia ściany i dna.

Przyjęte połączenie	Masa zbrojenia [t]
Sztywne	56,7
Przegubowe	50,8
Przegubowo-przesuwne	42,5

Zastosowanie rozwiązania przegubowego powoduje zwiększenie masy niezbędnego zbrojenia zwykłego w całym zbiorniku w stosunku do połączenia przegubowo - przesuwne o prawie 20 %, zaś połączenie sztywne o ponad 33 %.

5. Wnioski

Przeprowadzona analiza pozwala wstępnie określić wpływ przyjętego połączenia ściany zbiornika na ciecze z płytą denną na rozkład i wielkość sił przekrojowych występujących w powłoce żelbetowej. Przyjęcie odpowiedniego schematu statycznego do projektowania może znacznie zredukować ilość zbrojenia, co w konsekwencji obniży koszt wykonania całej inwestycji.

Optymalnym rozwiązaniem wydaje się być połączenie przegubowo-przesuwne ze względu na znaczną redukcję momentów zginających. Dzięki temu nie występuje koncentracja naprężeń w pobliżu połączenia ściany z dnem zbiornika. Jest to jednak połączenie trudniejsze do zrealizowania niż sztywne; dlatego porównując stosowane rozwiązania należy również rozpatrywać aspekt technologii wykonania robót, jak również to, że przesuwność ścian w miejscu ich podparcia zawsze jest w pewnym stopniu ograniczona.

6. Literatura

- [1] A. Halicka, D. Franczak „Projektowanie zbiorników żelbetowych. Zbiorniki na ciecze”, wyd. PWN, Warszawa 2013
- [2] PN-EN 1990 Eurokod *Podstawy projektowania konstrukcji*
- [3] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1. *Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.*
- [4] PN-EN 1991-4:2008 Eurokod 1. *Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki na ciecze.*
- [5] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [6] PN-EN 1992-3:2008 Eurokod 2. *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze.*
- [7] Materiały firmy Freyssinet Polska.

STATIC MODEL OF JOINT OF WATER TANK WALL AND BOTTOM SLAB EFFECT ON THE REINFORCEMENT QUANTITY

Summary

The scope of work includes structural analysis for the assumed model, based on which quantity of reinforcement was calculated. The results for three different types of connections of the bottom and wall were compared. The criterion of comparison was the estimated mass of the reinforcement in the total tank structure.

Opiekun naukowy: dr inż. Rafał Szydłowski, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Pracownia Konstrukcji Sprężonych, Politechnika Krakowska

konstrukcje sprężone, straty siły sprężającej, współczynniki bezpieczeństwa

Katarzyna BEDNARZ¹

PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI SPRĘŻONYCH DAWNIEJ I DZIŚ

Praca dotyczy zmiany podejścia obliczeniowego przy projektowaniu ustrojów sprężonych na przestrzeni lat. Porównane zostały podstawowe parametry wytrzymałościowe materiałów oraz warunki bezpieczeństwa konstrukcji. Przedstawiono rozbieżności przy wyznaczaniu strat siły sprężającej, a także granicach dopuszczalnych naprężeń. Zaprezentowane treści mają na celu podniesienie świadomości inżynierskiej w zakresie postępu przy wyznaczaniu oddziaływań na elementy oraz dokładności prowadzonych obecnie obliczeń konstrukcyjnych.

1. Wstęp

Konstrukcje sprężone wdrożone zostały do praktyki inżynierskiej już w okresie dwudziestolecia międzywojennego, by w późniejszym okresie stać się jednym z najefektywniejszych i szeroko stosowanych typów ustrojów nośnych. W Polsce wszechstronny rozwój prefabrykacji i betonu sprężonego przypada na okres powojenny. Wówczas zaczęto wznosić obiekty, szczególnie przekrycia hal widowiskowych i przemysłowych, z cienkościennych elementów prefabrykowanych. Ze względu na rosnącą popularność tego typu ustrojów zaistniała potrzeba usystematyzowania metod obliczeniowych konstrukcji sprężonych. Pierwszą normą polską podającą procedurę obliczania siły sprężającej w elementach konstrukcyjnych była norma PN-57/B-03320 "Konstrukcje z betonu sprężonego - obliczenia statyczne i projektowanie" [1], wydana w 1957 roku. Kolejna norma, PN-66/B-03320 dotycząca konstrukcji sprężonych, poświęcona była w całości temu zagadnieniu. Obie powyższe normy operowały metodą odkształceń plastycznych, dopiero w 1977 roku, wraz z ustanowieniem obowiązywania normy PN-76/B-03264 [2], wprowadzona została, stosowana do dzisiaj, metoda stanów granicznych. Zmiana obejmowała nie tylko podejście obliczeniowe w zakresie bezpieczeństwa konstrukcji, lecz także procedur wyznaczania naprężeń i odkształceń w ustrojach nośnych. Kolejne normy: PN-B-03264:1984, PN-B-03265:1987, PN-B-03264:1999 i PN-B-03263:2000 oraz PN-B-03264:2002 stanowiły uzupełnienie i uszczegółowienie normy [2]. Obecnie obowiązującą normą jest Eurokod 2, PN-EN 1992-1-1 [4], który wprowadza standardy europejskie do dotychczas obowiązujących norm polskich, w szczególności odnosząc się do PN-B-03264:2002. Aktualne metody i algorytmy obliczeń opierają się na osiągnięciach technicznych poprzednich pokoleń inżynierów. Warto uzmysłowić sobie jak daleką drogę pokonano, aby konstrukcje sprężone, a także w ogólności całe budownictwo w Polsce,

¹ Studentka II roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

osiągnęło wysoki, światowy poziom. Niniejszy referat ma na celu zobrazowanie postępu w dziedzinie konstrukcji sprężonych w przeciągu 50 lat.

2. Materiały konstrukcyjne

Projektowanie ustrojów nośnych nierozłącznie wiąże się z zastosowaniem możliwie najnowocześniejszych materiałów budowlanych. Wykonanie elementów z betonu sprężonego wymaga zastosowania stali wysokowęgłowej, a także betonu konstrukcyjnego o ściśle określonych parametrach wytrzymałościowych. Jakość materiałów stosowanych dawniej tylko nieznacznie ustępowała współczesnym. Główną przeszkodą przy projektowaniu była dostępność surowców.

2.1. Własności mechaniczne betonu

Właściwości materiałowe betonu zwykłego różniły się od stosowanych obecnie. Norma PN-57/B-03320[1] zalecała stosowanie w konstrukcjach sprężonych kolejno:

- betonu marki 400, 500, 600 w konstrukcjach strunobetonowych,
- betonu marki 300, 400, 500, 600 w konstrukcjach kablobetonowych.

Odpowiadało to wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach cylindrycznych $f_{ck,cyl} = 20 \div 35 \text{ MPa}$.

W tablicy 1. zaczerpniętej z [1] zestawione zostały wymagane marki betonu w zależności od sposobu sprężenia elementu.

Tablica 1. Najmniejsze wytrzymałości betonu wymagane w chwili sprężenia w $\text{kg/cm}^2\text{wg}$ [1]

Marka betonu	300	400	500	600
Konstrukcje strunobetonowe	nie stosuje się	300	350	400
Konstrukcje kablobetonowe	240	320	400	480

Były to betony o najwyższych parametrach dostępne do użytku przemysłowego. Norma podawała również stabelaryzowane wartości wytrzymałości betonu w chwili sprężenia. Wartość wytrzymałości wczesnej przyjmowano bezpośrednio z normy, co nie pozostawało bez wpływu na dokładność obliczeń. W kolejnym etapie, przy wyznaczaniu strat siły sprężającej, wartość wytrzymałości zakładano jako równą wymaganej.

Obecnie zaleca się stosowanie betonów o wyższej klasie wytrzymałości. Minimalną klasą dla strunobetonu jest C35/45, natomiast dla kablobetonu C30/37. Wytrzymałość betonu w chwili sprężenia oblicza się z funkcji czasu, zależnie od rodzaju użytego cementu (1):

$$f_{cm}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] f_{cm} \quad (1)$$

Zakładając klasę C20/25 (marka 300) przy sprężeniu po 14 dniach i cement normalnie twardniejący, po podstawieniu do wzoru (1). mamy:

$$f_{cm}(14) = \exp \left[0,25 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{14}} \right) \right] 28 MPa = 25,256 MPa$$

$$240 \frac{kG}{cm^2} = 23,536 MPa$$

Z powyższych obliczeń wynika, że wartość wytrzymałości wczesnej betonu w wielu przypadkach była znacznie zaniżona, co za tym idzie znajdowała się po stronie bezpiecznej.

2.2. Stal sprężająca

W początkowym okresie stosowania konstrukcji sprężonych w Polsce stal wysokowęglową produkowano jedynie w postaci drutów ciągniętych na zimno i prętów walcowanych na gorąco. Dla takich też wyrobów dostępne były tablice parametrów wytrzymałościowych. Dopiero norma PN-76/B-03264 [2] zawierała tablicę charakterystyk dla splotów sprężających, w której określone zostały charakterystyczne i obliczeniowe wartości sił zrywających. Moduł sprężystości stali uzależniony był od jej gatunku. Dla stali wysokiej o wytrzymałości 2000000 kG/cm² (200 GPa). Obecnie, ze względu na większe możliwości kontroli jakości produkcji, wartość modułu sprężystości stali sprężającej została obniżona do 190 GPa. Zatem straty siły sprężającej, które są wprost proporcjonalne do sprężystości cięgien, wg [2] były zawyżane w stosunku do wyników obliczeń prowadzonych zgodnie z aktualną normą.

3. Początkowe i końcowe naprężenia w stali sprężającej

Ze względu na różnicę oddziaływań sprężenia na element w początkowym i końcowym stadium prac wykonawczych konieczne jest uwzględnienie jego efektów przy projektowaniu. Należy wyszczególnić początkową i użytkową sytuację obliczeniową. W każdym etapie, tak dawniej jak i dziś, wprowadzane są pewne ograniczenia naprężeń w poszczególnych stanach konstrukcji.

W przypadku naprężeń w stali sprężającej obostrzenie zostało wprowadzone ze względu na wyniki badań, które wykazały, że przy przekroczeniu pewnej granicy naprężeń znacznie zwiększają się plastyczne odkształcenia strun. Co więcej zauważono pewne zróżnicowanie pojedynczych cięgien w ich wytrzymałości i wydłużeniach. Norma [1] obligowała do przyjmowania naprężenia w stali w granicach, w których gwarantowane są małe odkształcenia, a także nieprzekroczona zostanie najniższa wytrzymałość strun.

3.1. Naprężenia początkowe

Naprężenia początkowe odpowiadają sytuacji, gdzie w elemencie występuje siła sprężająca po stratach doraźnych, ale nie zostało jeszcze przyłożone obciążenie użytkowe. Norma [2] wprowadzała ograniczenie naprężeń w stali sprężającej po stratach doraźnych wyłącznie od poślizgu cięgien w zakotwieniu, które

wynosiło $0,7R_{vk}$, czyli 70% jej wytrzymałości charakterystycznej. Ponadto w normie wprowadzono obostrzenie dotyczące chwilowego przeciążenia cięgien w celu zmniejszenia strat od tarcia i relaksacji stali, które ustalało granicę naprężenia na wartości $0,77R_{vk}$. Norma PN-B-03264 [3], poprzedzająca Eurokod 2, zawierała złagodzone warunki granicznych naprężeń w cięgnach sprężających. Przy chwilowym przeciążeniu $\sigma_{0,max} \leq \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k})$, po stratach doraźnych $\sigma_{pm0} \leq \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k})$. PN-EN 1992-1-1 [4] ogranicza jedynie naprężenie w cięgnach w chwili naciągu do wartości 80% charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie lub 90% umownej granicy plastyczności cięgien.

3.1. Naprężenia końcowe

Trwałe naprężenie rozciągające cięgien sprężających po potrąceniu strat wg [2] nie mogło przekraczać 55% wartości charakterystycznej wytrzymałości cięgien na rozciąganie. Norma [4] natomiast ograniczała wartość naprężeń po uwzględnieniu strat całkowitych do wartości $\sigma_{pmt} \leq 0,65f_{pk}$. Współcześnie nie wprowadza się żadnych ograniczeń naprężeń w stali sprężającej w sytuacji użytkowej.

4. Straty siły sprężającej

Głównym założeniem przy projektowaniu konstrukcji sprężonych jest wprowadzenie do elementu takiej siły, która zrównoważyłaby obciążenia zewnętrzne. Ze względu na zachodzące później straty sprężenia norma PN-76/B-03264 wprowadzała już wzór (2) na siłę sprężającą zależnie od sytuacji obliczeniowej:

$$N_v = \gamma_{v1}N_{wo} - \gamma_{v2}\Sigma\Delta N_v \quad (2)$$

gdzie N_v to końcowa wartość siły sprężającej, N_{wo} to siła naciągu w chwili kotwienia, a $\Sigma\Delta N_v$ odpowiada sumie strat reologicznych i części strat doraźnych. Współczynniki gamma ograniczają korzystny wpływ sprężenia ze względu na niedokładności wstępnego naciągu oraz oceny rzeczywistych strat sprężenia.

Siła naciągu N_{wo} w chwili kotwienia, we wzorze (2) zmniejszona jest o wartość straty wywołanej sprężystym odkształceniem betonu. Człon $\Sigma\Delta N_v$ natomiast odpowiada sumie strat doraźnych, poza skrótem sprężystym, oraz strat reologicznych.

4.1. Straty doraźne

Zgodnie ze wzorem (2), straty doraźne siły sprężającej były rozdzielane na straty dla elementów strunobetonowych (skrót sprężysty) oraz te występujące w każdym elemencie sprężanym. Jako pierwsze wymienia się straty spowodowane tarciami kabli o osłony, które zostały wprowadzone przez normę [1]

z roku 1957. Nie trudno zauważyć podobieństwo ówczesnego sposobu obliczania strat od tarcia (3) z tym obecnie stosowanym(4).

$$\frac{\Delta\sigma_{zs}}{\sigma_{zs}} \cdot 100\% = (1 - e^{-\lambda x + \psi\rho}) \cdot 100\% \quad (3)$$

$$\Delta P_{\mu} = (1 - e^{-\mu(\lambda x + \theta)}) \cdot P_0 \quad (4)$$

Obie formuły uwzględniają współczynnik tarcia(ρ, μ), odległość rozpatrywanego przekroju od czoła elementu(x), sumę kątów zakrzywienia trasy ciągną(ψ, θ). Wzór historyczny zawiera dodatkowo opór pomiędzy kablem a osłoną wskutek uszkodzenia powierzchni. Większość z wyżej wymienionych wartości dobierana była z literatury branżowej zawierającej tablice współczynników. Ponadto, ze względu na ograniczone możliwości dokonywania skomplikowanych operacji matematycznych, dostępne były również tablice zawierające wyniki dla funkcji logarytmicznej przy zadanych parametrach. Wynik obliczeń strat od tarcia był zatem przybliżony, oszacowany. Obecnie wykonywanie obliczeń z dokładnością do kilku tysięcznych nie jest przeszkodą. Technologia komputerowa pozwala na wykonanie nawet kilku milionów iteracji obliczeniowych do uzyskania pożądanej dokładności wyników.

Mniejszą wagę niż do strat od tarcia, przykładano do strat od poślizgu cięgien w zakotwieniach. Omawiana norma[1] zawierała zapis: "*Straty spowodowane poślizgiem strun w zakotwieniach należy wyeliminować przez odpowiednie zwiększenie naciągu*". Oznacza to, że zdawano sobie sprawę z wpływu poślizgu cięgien w szczękach na wielkość siły, jednak nie obliczano dokładnej straty. Projektant podawał wartość poślizgu w milimetrach, co było przekładane na wyciągnięcie kabla w prasie. Dopiero norma [2] podawała dokładny wzór na obliczenie tej straty.

4.2. Straty reologiczne

Straty od skurczu i pełzania betonu są jednymi z ważniejszych czynników przy projektowaniu konstrukcji sprężonych. Obliczenia tych składników prowadzone były w jednym równaniu (5), którego czynniki zależały od wieku betonu, danych materiałowych oraz warunków pielęgnacji betonu.

$$\frac{\Delta S}{S} 100\% = - \left(1 - \frac{P}{S} + \frac{E_b F_1 \varepsilon_{sk}}{\phi S} \right) (1 - e^{-\alpha\varphi}) 100\% \quad (5)$$

Podobnie jak w przypadku strat od tarcia, wartości funkcji logarytmicznej zależnie od współczynnika pełzania odczytywano z tablic. Współczynnik pełzania ϕ również został tabelaryzowany zaledwie dla kilku wartości (tabl.2), co niosło za sobą w konsekwencji niemożność wyznaczenia strat od pełzania i skurczu przy sprężeniu po innym okresie czasu niż zadane w tabeli.

Tablica 2. Wartości współczynnika pełzania betonu wg. PN-76/B-03264

Wiek betonu w chwili sprężenia w dobach	Środowisko (wilgotność względna)			
	Suche ($\leq 40\%$)	Zwykłe (40-70%)	Wilgotne ($> 70\%$)	Woda
7	3,5	2,8	2,1	1,7
14	3,0	2,4	1,8	1,4
28	2,5	2,0	1,5	1,2
90	1,9	1,5	1,1	1,0

Podobnie sytuacja miała się w stosunku do skurczowego odkształcenia jednostkowego. Tu również wartości podane były dla 7, 14, 28 i 90 dni. Nieco dokładniej przeprowadzono obliczenia dla elementów strunobetonowych, gdzie czas naparzenia i dojrzewania betonu ma kluczowe znaczenie, a największe przemiany zachodzą w ciągu kilkunastu godzin.

Relaksacja stali obliczana była bez względu na warunki dojrzewania betonu. Wzór opierał się o stosunek naprężenia w stali sprężającej po stratach doraźnych do wytrzymałości charakterystycznej na rozciąganie. Równanie (6) należy traktować jako empiryczne, gdyż poszczególne jego składniki zostały wyznaczone na podstawie serii badań oraz doświadczeń.

$$N_{v5} = \left(0,13 \frac{\sigma_w}{R_{vk}} - 0,05 \right) N_w \quad (6)$$

Przy czym symbol σ_w kryje wartość naprężenia wciągach z pominięciem strat.

Dla porównania przytoczono poniżej także empiryczny wzór (7) stosowany obecnie do obliczania strat od relaksacji:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66\rho_{1000} e^{9,1 \frac{\sigma_{pr}}{f_{pk}}} \left(\frac{\Delta t}{1000} \right)^{0,75} \left(1 - \frac{\sigma_{pr}}{f_{pk}} \right) \sigma_{pi} \quad (7)$$

Wartości obliczane wg powyższych wzorów są zbliżone, jednak ze względu na większą ilość zmiennych oraz uwzględnianie pozostałych strat, obecnie stosowana procedura pozwala uzyskać dokładniejsze wyniki, a co za tym idzie zbrojenie sprężające można dobrać w sposób bardziej ekonomiczny.

5. Naprężenia w betonie

Podręcznik dla projektantów strunobetonu [5] podawał metodykę obliczania naprężeń przy sprężeniu z zasady superpozycji. Naprężenia w przekroju wyznaczano ze wzoru na ściskanie osiowe, bądź ze wzoru na ściskanie mimośrodowe, w przypadku mimośrodowego przyłożenia siły. Ze względu na sprężysty skrót betonu wartość siły należało obniżyć o wartość strat doraźnych obliczanych na podstawie prawa Hooke'a. Sprowadzając przekrój za pomocą współczynnika n , równemu stosunkowi modułów sprężystości stali i betonu, ostateczny wzór (8) na naprężenia miał postać:

$$\sigma_1 = \frac{F_s \sigma_s}{F_{sb}} \mp \left(\frac{M_1}{W_{sb}} \right) \quad (8)$$

gdzie: σ_s to naprężenie w strunach uwzględniające stratę plastyczną, F_{sb} pole przekroju sprowadzonego, natomiast sprowadzony wskaźnik wytrzymałości $W_{sb}=1,05W$. Wartość M_1 , tzw. moment wewnętrzny sprężenia, wyrażany był iloczynem siły sprężającej i mimośrodu sprężenia.

Wymóg normowy dotyczący dopuszczalnych naprężeń w przekroju wykluczał naprężenia rozciągające w betonie w sytuacji użytkowej z wyjątkiem kombinacji obciążeń, których równoczesne występowanie jest nieprawdopodobne oraz w przypadku dwuosiowego zginania w narożu elementu. Obecnie dopuszczalne jest występowanie naprężeń rozciągających w przekroju elementu pod warunkiem, że nie przekraczają one wartości $0,6f_{ck}$, lub $0,45f_{ck}$ gdy nie dopuszcza się pełzania nieliniowego.

6. Zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji

Rozwój metod obliczeń konstrukcji następował kolejno poprzez posługiwanie się wyidealizowanymi modelami ciała liniowo sprężystego, dla obliczania sił wewnętrznych oraz nośności stref najbardziej wyczerpanych, do modelu uwzględniającego w pełni rzeczywiste cechy konstrukcji. Nazwy jakimi określano stosowane metody obliczeń konstrukcji odpowiadały kolejnym etapom rozwoju teorii żelbetu. Była najpierw metoda naprężeń liniowych, następnie metoda odkształceń plastycznych, nazywana również metodą stanu zniszczenia. Nazwy te nie obejmowały ani sposobu wyznaczania sił wewnętrznych, ani sposobu zapewniania bezpieczeństwa konstrukcji. Wprowadzona w normie PN-76/B-03264[2] metoda stanów granicznych, stosowana do tej pory, miała szersze i bardziej ogólne znaczenie pojęciowe. W praktyce inżynierskiej bezpieczeństwo konstrukcji zapewniane było albo drogą redukcji wytrzymałości materiału, albo zwiększania obciążeń. Niedoskonałość tych metod polegała na tym, że prowadziły do dość znacznego zróżnicowania rzeczywistych zapasów bezpieczeństwa. Metoda stanów granicznych wprowadzała rozróżnienie współczynników bezpieczeństwa dla obciążeń stałych oraz zmiennych, a także narzucała obowiązek sprawdzania nie tylko stanów granicznych nośności, lecz również użyteczności.

Wcześniejsza norma [1], z '57 roku obligowała konstruktora do założenia na początku obliczeń współczynnika pewności na powstanie rys i zniszczenie. Przykładowo dla zniszczenia w obiektach kubaturowych:

$$M_n \geq 1,8M_g + 2,2M_p \quad (9)$$

oraz w mostach przy obciążeniu zasadniczym:

$$M_{nb} \geq 2,5M_{g+p} \quad (10)$$

gdzie M_n to moment niszczący, natomiast M_g i M_p to kolejno oddziaływania stałe i użytkowe. Jak nie trudno zauważyć współczynniki pewności znacząco podnosiły wartość obciążenia, jednakże odnosiły się wyłącznie do oddziaływań. Wartości dopuszczalnych odchyłek w obliczeniach naprężeń w elementach zginanych norma PN-57/B-03320 [1] uznawała różnicę naprężeń ściskających do 0,5MPa, natomiast rozciągających 0,2MPa. Dla betonu klasy C30/37 wartość odchyłki naprężeń rozciąganych wynosi 7% wytrzymałości na rozciąganie. Jak zatem widać, przy wymogu niedopuszczenia do rozciągania w przekroju niezarysowanym, element miał jeszcze ponad 90-cio procentowy zapas nośności.

W momencie wprowadzenia metody stanów granicznych współczynniki bezpieczeństwa znacznie obniżono, do przedziału $\gamma \in (1 \div 1,5)$, przy czym narzucano równocześnie współczynniki materiałowe i dodatkowe, korygujące zależnie od oddziaływania, umiejscowienia oraz rodzaju elementu. Było to postępowanie analogiczne do tego, które prezentuje Eurokod.

Bezpieczeństwo konstrukcji sprężonych było także zapewniane na etapie wyznaczania koniecznej siły sprężającej. Współczynniki γ_{ve} w wzorze (2) wg normy z '76 roku wprowadzono w celu ograniczenia korzystnego wpływu sprężenia(11):

$$\gamma_{v1} = 1 \pm 0,05; \quad \gamma_{v2} = 1 \mp 0,15 \quad (11)$$

Górne znaki przyjmowano dla niekorzystnego, dolne dla korzystnego wpływu sprężenia. Można je zatem uznać za odpowiedniki dzisiejszych współczynników r_{sup} ; r_{inf} . Efektem stosowania obu współczynników równocześnie był zapas bezpieczeństwa większy o ok. 8% w stosunku do obecnych założeń.

7. Podsumowanie

Rozwój w dziedzinie projektowania konstrukcji sprężonych jest niezaprzeczalny. Dzięki osiągnięciom inżynierów z ubiegłych lat obecni projektanci mogą udoskonalać przyjęte ogólnie procedury na podstawie badań oraz praktyki. Postęp można zatem utożsamiać z możliwością coraz efektywniejszego wykorzystania dostępnych materiałów i coraz śmielszym projektowaniem konstrukcji. Przeprowadzane badania dotyczące rzeczywistych strat siły sprężającej mogą w przyszłości pozwolić na znaczne zmniejszenie przekrojów elementów betonowych oraz wprowadzenie technologii sprężenia do codziennego użytku. Mniejsze zużycie materiałów przy wykonaniu podobnych elementów konstrukcyjnych pociąga bowiem za sobą zmniejszenie kosztów wykonania.

Literatura

- [1] PN-57/B03320 "Konstrukcje z betonu sprężonego - obliczenia statyczne i projektowanie, Warszawa, Wydawnictwo Normalizacyjne, 1957

- [2] PN-76/B03264 "Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - obliczenia statyczne i projektowanie", Warszawa, Wydawnictwo normalizacyjne, 1976
- [3] PN-B-03264 "Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - obliczenia statyczne i projektowanie", Warszawa, Wydawnictwo normalizacyjne, 2002
- [4] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2, "Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków", Warszawa, PKN, 2008
- [5] B.Zaleski, F.Janowski, Z.Kleczkowski: "Beton strunowy", Warszawa, Państwowe Wydawnictwa Techniczne, 1953
- [6] W. Kukulski: Obliczanie konstrukcji żelbetowych i sprężonych metodą stanów granicznych wg PN-76/B-03264, Warszawa, Arkady, 1976
- [7] W.Kukulski: Projektowanie konstrukcji żelbetowych, komentarz do normy 76/B-03264, Warszawa, Centralny Ośrodek Badawczo Projektowy Budownictwa Przemysłowego - BISTYP, 1976
- [8] A.Ajdukiewicz, J. Mames: "Konstrukcje z betonu sprężonego", Kraków, Polski Cement, 2004

SUBJECT: PRESTRESSED CONSTRUCTIONS DESIGNING IN THE PAST AND IN THE PRESENT

Summary

For years there were many differences between base algorithms used to designing prestressed constructions. This problem applies for many aspects: safety coefficients, acceptable stresses and way to find prestressing force loss. Article contains some examples of those issues. Description was written on the faith of previous and actual engineering standards and expert literature.

Opiekun naukowy: dr inż. Rafał Szydłowski, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.



modelowanie, architektura, inżyniera, CST2014

Jakub BIELSKI¹
Krzysztof MICHALSKI²

WYZWANIA INŻYNIERSKIE W KONFRONTACJI Z KONCEPCJĄ ARCHITEKTONICZNĄ. NA PRZYKŁADZIE PROJEKTU CONCRETE STUDENT TROPHY 2014 W WIEDNIU

Concrete Student Trophy to coroczny konkurs organizowany dla studentów budownictwa i architektury w Wiedniu i Grazu. Podczas przygotowywania projektu, uczestnicy zmagają się z różnorodną problematyką związaną z konstrukcjami betonowymi. W jej zakres wchodzi m.in. przygotowanie modeli obliczeniowych, koncepcje szalunkowe, dobór materiałów i kosztorys. Niekiedy wizja architektoniczna wymaga nowych rozwiązań i zaawansowanej współpracy. Daje to możliwość dalszego rozwoju i poszerzenia wiedzy z różnych dziedzin projektowych.

1. Przedstawienie tematu, opis konkursu

Konkurs projektowy „Concrete Student Trophy” to coroczne zmagania grup studenckich wydziału architektury i budownictwa. Tematem zeszłorocznej edycji (2014 r.) „Zukunftsbahnhof” była stacja kolejowa w miejscowość Muechendorf. Austriacki Instytut Betonu Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilewerke (VÖB) zaprosił studentów Uniwersytetów Technicznych w Wiedniu i Grazu do wykazania się swoimi umiejętnościami konstruktorskimi i designu. Interdyscyplinarność uczestników pozwoliła na poszerzenie swojej wiedzy w wielu kierunkach. Przedsięwzięcie było podzielone na dwie części; akademicką i konkursową. Podczas pierwszej, studenci przechodzili przez cykl szkoleń, warsztatów i wyjazdów w teren, aby zapoznać się z tematyką i nabyć potrzebnej wiedzy do rozpoczęcia i przeprowadzenia projektu. Spotkania z ekspertami z różnych dziedzin budownictwa i architektury pozwoliły na znalezienie optymalnych rozwiązań dla zadanych koncepcji. W czasie semestru przygotowywane były prezentacje, które ukazywały postęp w pracach, a profesorowie i ich asystenci mogli na bieżąco dawać swoje uwagi i poprawki. Część akademicka kończyła się prezentacją całości projektu i oceną.

Część konkursowa polegała na złożeniu wcześniej przygotowanych prac do instytutu VÖB. Kwalifikacja do drugiego etapu umożliwiła obszerniejszą prezentację przed szerszym gronem jury.

¹ Student S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej,

² Student S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

W jego skład wchodził m.in.: burmistrz miasta Muenchendorf, przedstawiciele Instytutu VÖB, ÖBB oraz firm budowlanych biur architektonicznych. Ta część kończyła się rozdaniem nagród w TU Wien.

2. Opis wykonanego projektu

Projekt zatytułowany „concrete waves” zajął trzecie miejsce w CST 2014 (rys.2). Jego autorami są: Eva Himmelbauer (arch.) , Isabella Penthor (arch.) i Jakub Bielski (inż.). Koncepcja architektoniczna została dopracowana aby zapewnić dynamikę budowli zgodnie z zagadnieniem ruchu pociągów oraz nieopodal znajdującej się rzeki i tras turystycznych (rys.1).



Rys. 1. Model projektu stacji kolejowej [1]

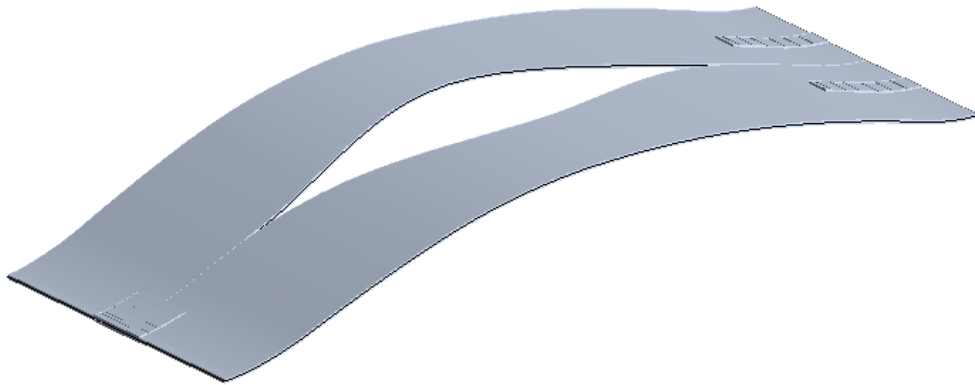


Rys. 2. Wizualizacja projektu [1]

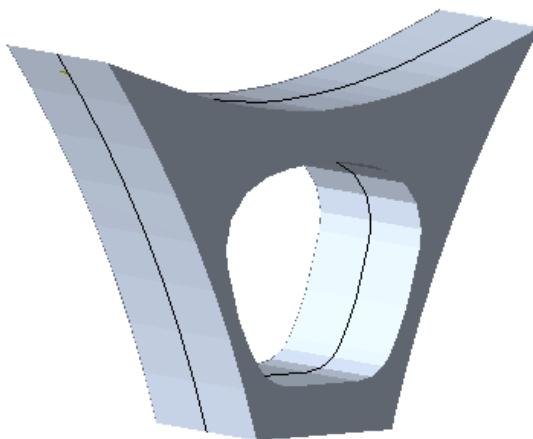
3. Przedstawienie napotkanych problemów i rozwiązań

Ważnym punktem projektu była współpraca między architektami a inżynierami. Większość uczestników miała pierwszą okazję aby zaznajomić się z pracą w grupie studentów innych kierunków. Konfrontacja koncepcji architektonicznej i wizji konstruktorskich dostarczyła niemałej liczby problemów. W skrajnych przypadkach doprowadziła do rozłamów w grupie i osobnych rozwinięć projektów. Projekt „concrete waves” nie był wyjątkiem. Jego forma architektoniczna stawiała wiele wyzwań dla niedoświadczonego projektanta.

Do części konstruktorskiej zostały wybrane elementy platformy: zadaszenie [rys.3] i podpora [rys.4].



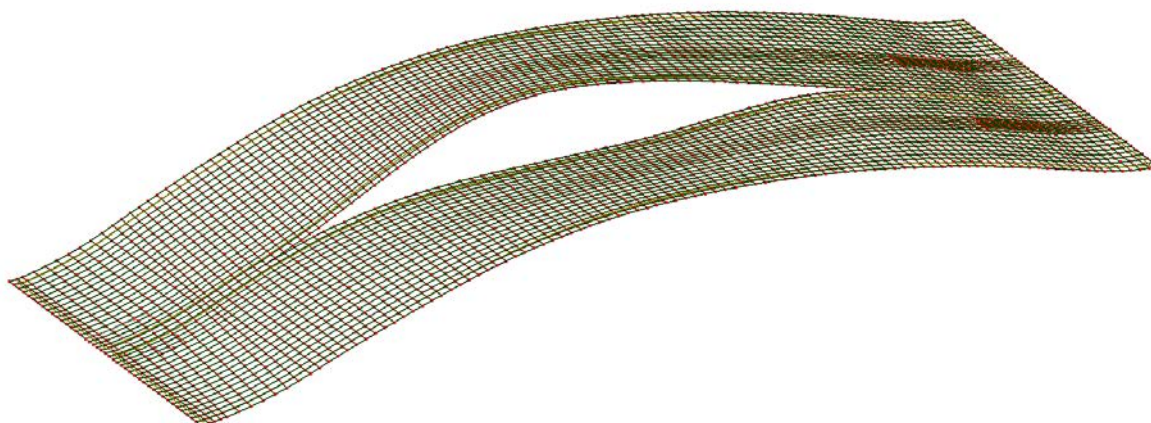
Rys. 3. Model zadaszenia platformy [1][2]



Rys. 4. Model podpory [1][2]

3.1 Modelowanie

Pierwszym z napotkanych problemów był sposób wymiarowania przedstawionych elementów. Jakkolwiek można byłoby użyć przybliżonych formuł i schematów, stworzenie modelu 3D konstrukcji w programie do analizy elementów skończonych pozwoliło otrzymać dokładniejsze wyniki. Został w tym przypadku użyty program ROBOT Professional Structural Analysis [rys.5]. Ręczne rysowanie skomplikowanych krzywizn przysparzało wiele problemów i wymuszało symplifikacje konstrukcji. Aby zoptymalizować przebieg modelowania, użyte zostały programy firmy AUTODESK. Projekt architektoniczny został wykonany w programie Archicad, powstały model zapisano w AutoCAD, a następnie rysunek 3D.dwg/.dxf zaimportowany do ROBOTa. Pomimo zaawansowania tego programu, tworzenie siatki elementów skończonych na płaszczyznach dwukierunkowo zakrzywionych przysparza wielu problemów i niedokładności. Koniecznym zatem było uproszczenie modelu do ciągu płaskich paneli tworzących całość. Dalsza analiza konstrukcji była o wiele łatwiejsza i kompletna. Integracja programów i siatek okazała się najbardziej właściwym rozwiązaniem i pozwoliła na poszerzenie umiejętności modelowania.

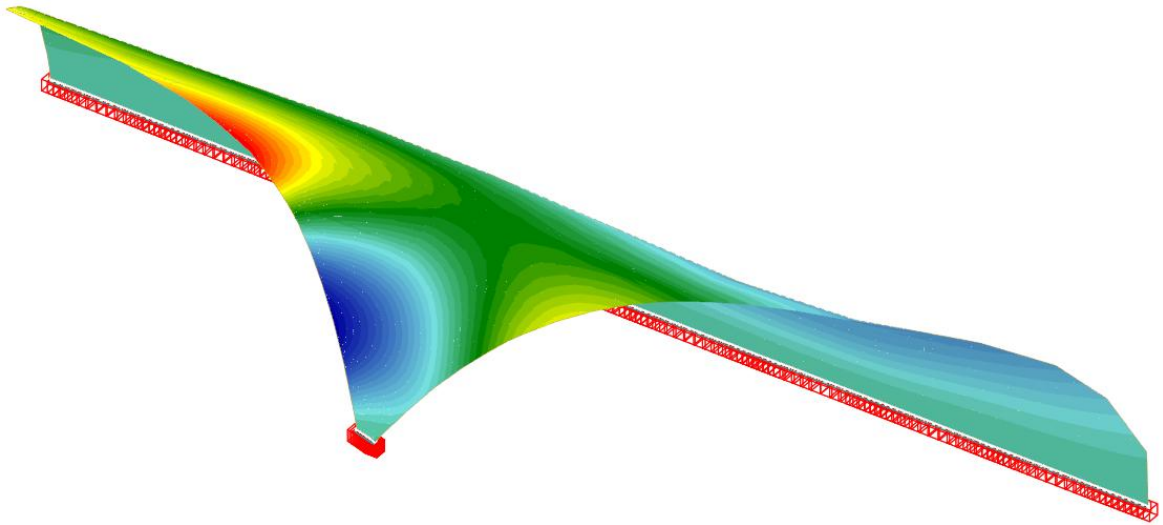


Rys. 5. Siatka MES zadaszania platformy [1][2]

Wymiarowanie zbrojenia i grubości paneli zostało przeprowadzone za pomocą programu MathCad. W pierwszej kolejności zostały wyszczególnione na zadaszaniu strefy momentów zginających dodatnich i ujemnych, a następnie przyporządkowano im siły osiowe. Na ich podstawie można było określić, czy w danym przekroju mamy do czynienia z dużym, czy z małym mimośrodem i określić potrzebną stal. Rysunki konstrukcyjne były nie lada wyzwaniem, gdyż każdy pręt miał inną długość i kształt. Zostały więc zawarte jedynie najważniejsze detale.

Kolejnym elementem poddanym analizie, jest główne zadaszanie dworca. Do jego projektowania został użyty program Rhino3D, a dalsza analiza statyczna została wykonana

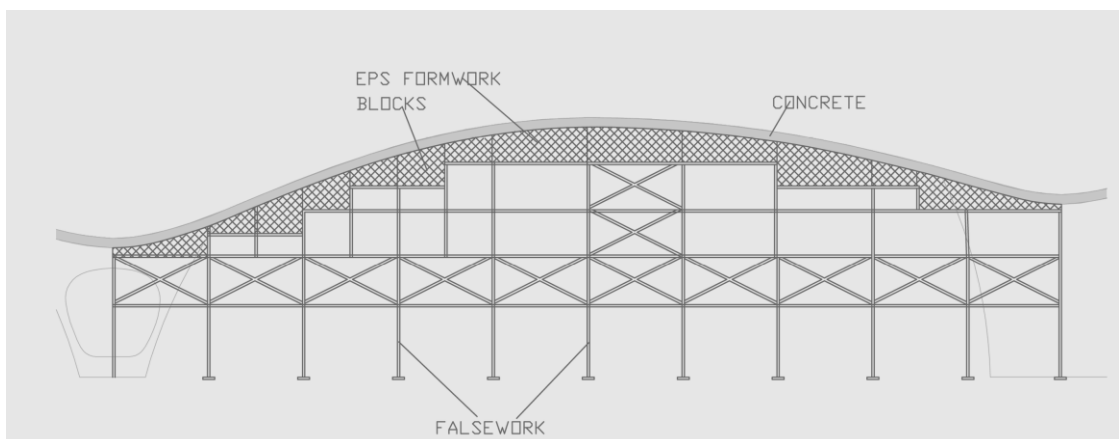
w programie MES SOFiSTiK [rys.6]. Okazał się on dużo lepszy przy liczeniu powłok niż ROBOT i dał dokładniejsze wyniki.



Rys. 6. Model powłoki [1][3]

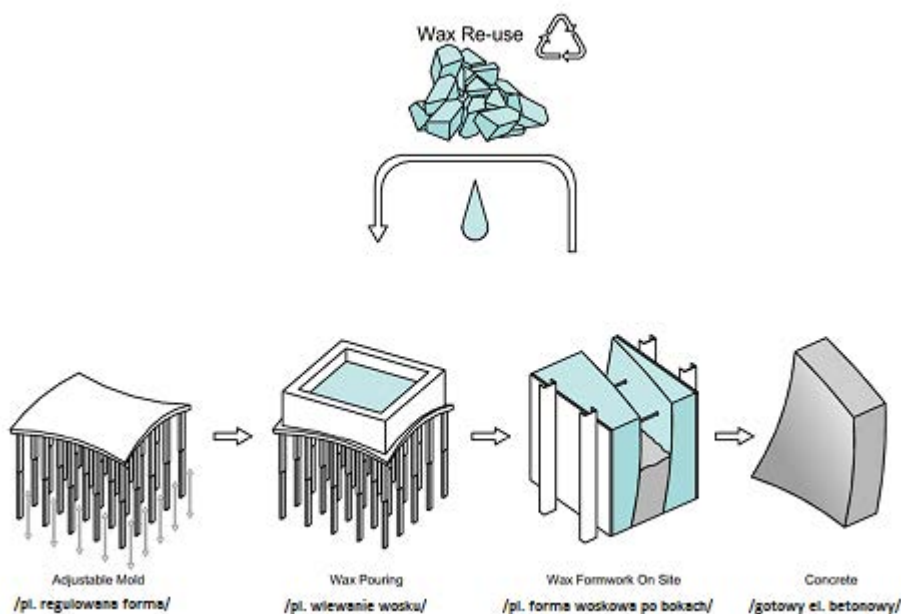
3.2 Szalunek

Kolejnym zadaniem dla inżynierów w danym zespole było pokazanie rozwiązań wykonawczych dla określonej konstrukcji. Tradycyjne deskowanie okazałoby się zbyt kosztowne i pracochłonne. Stanęliśmy więc przed wyzwaniem znalezienia nowego rozwiązania. Przegląd nowoczesnych rozwiązań doprowadził nas do zaproponowania dwóch technologii. Pierwsza z nich to tzw. EPS, czyli (expanded polystyrene concrete formwork)[rys. 7]. Bloki EPS są projektowane przy użyciu modeli 3D CAD, a następnie wykonywane przez 5-cio osiową obrabiarkę CNC. Wykonane bloki, po ustawieniu na rusztowaniu, są gotowe do betonowania. Możliwość ponownego użycia zabetonowanych form pozwala na oszczędność kosztów poprzez redukcję zużytych materiałów i czasu pracy



Rys. 7. Schemat deskowania [1][4]

Druga technologia szalunkowa, która przykuła naszą szczególną uwagę i choć jest jeszcze w fazie projektu wydaje się być bardzo obiecująca. Naukowcy z Uniwersytetu Technicznego w Zurychu wykorzystali specjalnie przygotowany wosk jako szalunek dla zakrzywionej ściany[rys.8]. Do uzyskania precyzyjnej formy użyto pneumatycznych ramion robota. Gdy wosk przyjmował formę stałą mógł być ustabilizowany przez wsporniki, a beton wlewany do środka nabierał kształtu danej formy. Użyty do tego materiał mógł być przetopiony i użyty ponownie.



Rys. 8. Schemat betonowania wg. technologii WAX [5]

3.3 Materiały

Niekonwencjonalna konstrukcja wymaga niekonwencjonalnych rozwiązań, również materiałowych. Aby osiągnąć efekt struktur cienkościennych koniecznym jest użycie betonów o wyższej wytrzymałości. Negatywne efekty skurczu i pęczania są bardzo groźne dla tego typu konstrukcji. Aby temu zapobiec zastosowano włóknobeton, który gwarantował lepszą trwałość konstrukcji i zmniejszał podatność ustroju na naprężenia spowodowane reologią betonu.

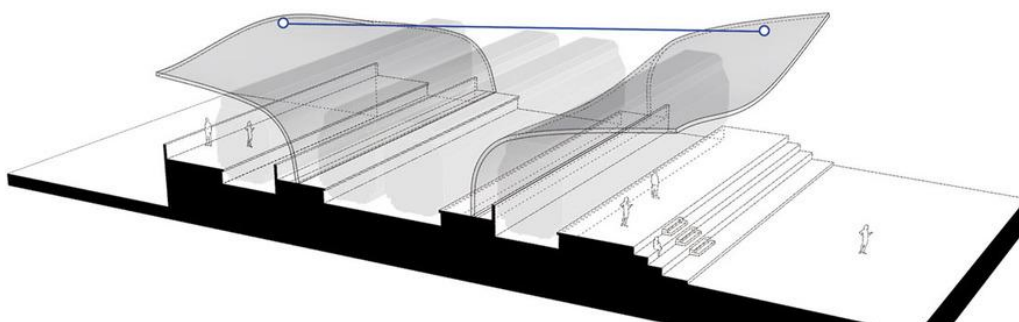
3.4 Kosztorys

Jednym z podpunktów zawartych w specyfikacji projektowej był schemat kosztorysu. Budowa zakrzywionych elementów jest niewątpliwie droga i pracochłonna. Użycie nowoczesnych technologii i materiałów pozwoliło na oszczędności czasu. Prefabrykacja niektórych elementów dała możliwość na przyspieszenie dodatkowo procesu budowy. Nie zmieniło to jednak końcowej

wysokiej kwoty wykonania. Jest to jednak cena, którą trzeba zapłacić za wymyślne kształty i nowoczesny design.

4. Zwycięski projekt CST 2014

Praca, która zdobyła największe uznanie jury, to projekt autorstwa Bernharda Ramsauera i Christiana Szalaya pod tytułem „inside-out” [rys.9]. W koncepcji oddziela on dwa środkowe tory betonową powłoką od dwóch zewnętrznych. Środkowe tory są przeznaczone jedynie dla szybkich pociągów i nie zatrzymują się na owej stacji. Zewnętrzne tory są przeznaczone do użytku podróżnych z Muenchendorf. Praca zadziwiła swoją oryginalnością i wykonaniem. Jury miało problem, czy tak ekstrawagancki pomysł zasługuje na uznanie, czy odrzucenie. Zdecydowano jednak uhonorować nowe pomysły i przyznać pierwszą nagrodę.



Rys. 9. Wizualizacja projektu „inside-out” [6]

Literatura

- [1] Praca konkursowa „concrete waves” dla Concrete Student Trophy 2014, TU Wien
- [2] Wykonane w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012
- [3] Wykonane w programie SOFiSTiK
- [4] Wykonane w programie Autodesk AutoCAD 2014
- [5] High-efficiency Concrete Formwork Technology-Prof. Fabio Gramazio, Prof Matthias Kohler, Ammar Mirjan, Silvan Oesterle, Axel Vansteenkiste, ETH Zurich
- [6] immobilien.diepresse.com

**ENGINEERING CHALLENGES AGAINST ARCHITECTURAL DESIGN. BASED ON
CONCRETE STUDENT TROPHY 2014 PROJECT DONE IN VIENNA**

Summary

There was shown in the project the process of designing the railway station in Muenchendorf in Austria. This was an unusual, complex form that structural engineers had to somehow conquer with. It is not about raising objections against architects but their vivid fantasy sometimes might be surprising. The example of “concrete waves” is one of such example where preparation of model in analytical software causes a great concern. The existence of civil engineers comes down to making architects’ ideas come true. Considering the railway station they faced complexity, irregular shape and curvatures which are fairly undesirable and time-consuming. These inconveniences also may trigger problems evoking in misunderstandings, problems with calculation, need of changing conception or material and particular solutions.

szkody górnicze, oddziaływania parasejsmiczne, Eurokody

Piotr BOŃKOWSKI¹

WYBRANE PROBLEMY OBLICZANIA ODDZIAŁYWAŃ DYNAMICZNYCH OBIEKTÓW POSADOWIONYCH NA TERENACH SZKÓD GÓRNICZYCH

Artykuł porusza problemy związane z obliczaniem oddziaływań dynamicznych obiektów posadowionych na terenach szkód górniczych pochodzących od wstrząsu górotworu. W artykule zostały przedstawione zalecenia Eurokodu 8 co do projektowania konstrukcji, z uwzględnieniem praktyki krajowej obliczania konstrukcji poddanych oddziaływaniom parasejsmicznym.

1. Posadowienie obiektów na terenach szkód górniczych

Eksploatacja terenów bogatych w surowce naturalne nieodzownie łączy się z problemami występowania szkód górniczych na powierzchni [1, 2, 3]. Są to zagadnienia złożone, stąd współcześni inżynierowie - projektanci i rzeczoznawcy powinni dysponować odpowiednim wykształceniem i wiedzą w tej dziedzinie. Podczas gdy obiekty na terenach szkód górniczych powstają już od dawna (obszary LGOM, GZW), współczesne trendy architektoniczne pozwalają na budowę coraz ciekawszych obiektów, stąd przy projektowaniu konstruktor zmuszony jest do skorzystania z technik analizy komputerowej. Konieczna jest zatem wiedza techniczna określająca sposób modelowania efektów oddziaływań powstałych w wyniku eksploatacji górniczej.

1.1. Rodzaje szkód górniczych

W ramach szkód górniczych można wyróżnić [4]:

- a) **Deformacje ciągle terenu** – zniekształcenie przypowierzchniowe warstwy górotworu, mające postać niecki obniżeniowej, spowodowanej wpływami podziemnej eksploatacji górniczej, określone za pomocą następujących wskaźników: obniżenie „ w ”, poziome przemieszczenie „ u ”, krzywizna powierzchni „ K ”, nachylenie „ T ” i poziome odkształcenie „ ε ”.
- b) **Deformacje nieciągłe terenu** – zniekształcenie przypowierzchniowej warstwy górotworu w postaci zapadlisk, lejów, progów, szczelin, spowodowane wpływami podziemnej eksploatacji górniczej

¹ Student II roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

- c) **Wstrząsy górnicze** – krótkotrwałe drgania powierzchni spowodowane wstrząsami górotworu, wywołanymi podziemną eksploatacją górnictwem.
- d) **Zmiana stosunków wodnych** – wynikająca z obniżenia, bądź podniesienia zwierciadła wody gruntowej.

1.2. Teren szkód górniczych – ujęcie normowe

Eurokody [5], [6] oraz np. [4] wyróżniają liczne stany graniczne nośności konstrukcji (ULS). Istotnymi w przypadku projektowania obiektów na terenie szkód górniczych mogą być:

- EQU: Utrata równowagi statycznej konstrukcji lub jakiegokolwiek jej części, uznawanej za ciało sztywne,
- STR: zniszczenie wewnętrzne lub nadmierne odkształcenie konstrukcji, lub elementów konstrukcji, w przypadku których decydujące znaczenie ma wytrzymałość materiałów konstrukcji,
- GEO: zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża, kiedy istotne znaczenie dla nośności konstrukcji ma wytrzymałość podłoża lub skały,
- UPL: utrata stateczności konstrukcji lub podłoża spowodowana ciśnieniem wody lub innymi oddziaływaniami pionowymi,
- HYD: hydrauliczne unoszenie cząstek gruntu, erozja wewnętrzna lub przebicie hydrauliczne w podłożu spowodowane spadkiem hydraulicznym,

Projektując obiekt należy spełnić także stany graniczne użyteczności (SLS) dotyczącymi:

- funkcji konstrukcji lub elementu konstrukcji w warunkach zwykłego użytkowania,
- komfortu użytkowników,
- wyglądu obiektu budowlanego.

Można także wyróżnić przejściowe stany graniczne (PSGU) [4] – stany deformacji konstrukcji odpowiadające obniżonym warunkom użytkowania obiektów, dopuszczone na okres przejściowy; w odniesieniu do obiektów budowlanych na terenach górniczych stany te mogą być dopuszczone w okresie ujawniania się efektów oddziaływań górniczych.

Norma EC8 [7] podaje wiele istotnych zaleceń – zarówno w kwestii projektowania rzeczywistego układu konstrukcyjnego jak i modelowania oddziaływań wywołanych sejsmiką, które zostanie omówione bardziej szczegółowo dalej. Należy mieć jednak na uwadze, że została ona napisana na potrzeby obiektów znajdujących się na terenach sejsmicznych a nie parasejsmicznych. Z tego względu ważne jest, aby projektant posiadał odpowiednie doświadczenie związane z projektowaniem obiektów zlokalizowanych na danych obszarach parasejsmicznych oraz

zapoznał się z publikacjami dot. projektowania obiektów posadowionych na terenach szkód górniczych.

1.3. Charakterystyka wstrząsów górniczych na przykładzie LGOM

Wstrząsy górnicze najczęściej charakteryzowane są poprzez przyspieszenie drgań „ a ”, lub prędkość drgań „ v ” oraz odpowiadającą im częstotliwość drgań. W ramach LGOM wyznaczono cztery strefy sejsmiczne będące podstawą do projektowania obiektów (tabl.1) [1]:

Tablica 1. Strefy sejsmiczne w LGOM

Strefa sejsmiczna LGOM	Maksymalne wypadkowe przyspieszenie poziome w paśmie częstotliwości do 10 Hz, PGA_{H10} [mm/s ²]	Maksymalna wypadkowa amplituda prędkości drgań poziomych, PGV_{Max} [mm/s]	Wartość przyspieszenia do projektowania a_p [mm/s ²]
I	250	10	-
II	500	10-20	200
III	1000	20-40	400
IV	1600	40-60	600

Na terenie LGOM informacje dt. strefy sejsmicznej oraz parametrów deformacji ciągłych zamieszczone są w informacji o wpływach eksploatacji górniczej (IWEG), które na pisemny wniosek osoby fizycznej lub prawnej (także upoważnionego przedstawiciela) podejmującej zamierzenie inwestycyjne na terenach górniczych, udziela właściwa kopalnia KGHM Polska Miedź S.A. [8]

Wstrząsy sejsmiczne można podzielić na dwa typy [4]:

- Typ I: **wstrząsy niskoenergetyczne** – charakteryzują się dużymi maksymalnymi wypadkowymi przyspieszeń ($PGA = 1500$ do 2000 mm/s²), niewielkimi maksymalnymi wypadkowymi amplitudami drgań ($PGV = 20$ do 30 mm/s) i krótkim czasem trwania intensywnej fazy (od 1 do 2 s). Ich oddziaływanie na budowle jest niewielkie;
- Typ II: **wstrząsy wysoko energetyczne** - charakteryzują się średnimi maksymalnymi wypadkowymi przyspieszeń (PGA do 750 mm/s²), sporymi maksymalnymi wypadkowymi amplitudami drgań ($PGV = 60$ do 180 mm/s) i długim czasem trwania intensywnej fazy (od 5 do 6 s). Ich oddziaływanie może powodować uszkodzenia budynków.

Na terenie LGOM wpływ wstrząsów sejsmicznych na budynki ocenia się przy pomocy cztero-stopniowej skali GSI-2004/11 [9]. Charakteryzuje ona wstrząsy ze względu na szkodliwość oddziaływań za pomocą następujących parametrów: maksymalnej wartości wypadkowej poziomej amplitudy prędkości drgań PGV_{Hmax} , maksymalnej wartości przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi 5% dla składowych poziomych SA oraz maksymalnej wartości wypadkowej amplitudy

przyspieszenia drgań składowej poziomej do 10 Hz PGA_{H10} . Stanowi ona nieocenioną pomoc przy diagnozowaniu istniejących obiektów.

Spore znaczenie przy sejsmice ma typ podłoża. EC8 [7] uszeregowała podłoża pod względem prędkości rozchodzenia się drgań. Najczęściej występujące na terenie LGOM to:

Tablica 2. Typy podłoży wg [7] (tłumaczenie własne)

Typ podłoża	Opis profilu stratygraficznego	Parametry		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (uderzeń/30 cm)	C_u (kPa)
A	Skąły lub inne podobne formacje geologiczne, zawierające co najwyżej 5m słabszego materiału na powierzchni	> 800	-	-
B	Gęste piaski, żwiry, lub bardzo sztywne gliny, o miąższości co najmniej kilkudziesięciu metrów, charakteryzujących się wzrostem właściwości z głębokością	360-800	> 50	> 250
C	Głębokie złoża gęstych lub średnio gęstych piasków, żwirów lub sztywnych glin o miąższości od kilkudziesięciu do kilkuset metrów	180-360	15-50	70-250

1.4. Metody obliczeniowe

Norma EC8 [7] wyróżnia dwie uproszczone metody liniowe-sprężyste:

- Metodę zastępczego obciążenia poziomego (lateral force method of analysis),
- Metodę spektrum odpowiedzi (model response spectrum analysis).

Oraz dwie metody nieliniowe:

- Nieliniową analizę statyczną (pushover),
- Pełną analizę dynamiczną (time history analysis).

Warto nadmienić, że praktyka dla II strefy sejsmicznej na terenie LGOM zezwala na uproszczoną analizę, poprzez przyłożenie do modelu konstrukcji 3% ciężaru konstrukcji na dwóch kierunkach w punktach koncentracji mas.

Tablica 3. Możliwe uproszczenia w analizie oddziaływań sejsmicznych wg [7] (tłumaczenie własne)

Regularność		Zezwolone uproszczenie		Współczynnik zachowania
W planie	W pionie	Model	Analiza liniowo-sprężysta	(dla analizy liniowej)
Tak	Tak	Płaski	Zastępczej poziomej	Wartość referencyjna
Tak	Nie	Płaski	Spektrum odpowiedzi	Wartość zmniejszona
Nie	Tak	Przestrzenny	Zastępczej poziomej	Wartość referencyjna
Nie	Nie	Przestrzenny	Spektrum odpowiedzi	Wartość zmniejszona

Przyjęcie określonej metody uproszczonej dla strefy sejsmicznej III i IV jest związane

z warunkami regularności konstrukcji podanej w normie EC8 [7]. Pewną pomocą może być Tablica 3 podana w tejże normie.

Norma [7] w ramach opisanych powyżej metod zezwala na dwa podejścia. W pierwszym przyjmuje się, że budowla pracuje jedynie w zakresie sprężystym, należy wtedy stosować liniowo-sprężyste spektrum przyspieszeniowe. Prowadzi to jednak do powstania dość sporych sił poziomych. Alternatywnie można przyjąć, że praca konstrukcji wyjdzie z zakresu sprężystego, przez co powstaną drobne uszkodzenia, ale i zmniejszą się same drgania konstrukcji. Należy zastosować wtedy projektowe spektrum odpowiedzi wyrażone wzorem (1):

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], & \text{dla } 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \frac{2,5}{q}, & \text{dla } T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g, & \text{dla } T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_D T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g, & \text{dla } T_D \leq T \leq 4s \end{cases} \quad (1)$$

gdzie: q – współczynnik zachowania przyjmujący wartości od 1,5 do 6,5, lub 1,0 dla konstrukcji typu odwrócone wahadło

W powyższych wzorach tych S , T_B , T_C , T_D zależne są od typu podłoża i typu spektrum odpowiedzi wg odpowiednich tablic wg normy [7]. Przykładową tablicę przedstawiono niżej (tabl. 4):

Tablica 4. Współczynniki do wzorów na liniowo-sprężyste i projektowe spektrum odpowiedzi typu I.

Typ gruntu	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0

Alternatywnie EC8 [7] zezwala na wprowadzenie krajowych załączników w kwestii wzoru na spektrum odpowiedzi jak i poszczególnych, odrębnych współczynników. Próbę taką dla terenów LGOM podjął m. in. w swoich pracach Zbigniew Zembaty [10].

1.4.1. Metoda zastępczego obciążenia poziomego

Metoda ta polega na obliczeniu całkowitej zastępczej siły poziomej działającej na budynek spełniający warunki regularności przedstawione w normie [7]. Całkowita zastępcza siła pozioma

wyrażona jest wzorem:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2)$$

gdzie: T_1 – podstawowy okres drgań własnych budynku w rozpatrywanym kierunku; M – całkowita masa budynku ponad fundamentem, lub sztywną podstawą, wyznaczoną na podstawie ciężaru $G+Q'$ (gdzie G – suma wszystkich charakterystycznych obciążeń stałych; Q' – suma wszystkich długotrwałych obciążeń zmiennych); λ – współczynnik redukcyjny równy 0,85, gdy budynek ma więcej niż 2 kondygnacje i $T_1 \leq 2T_c$, lub równy 1,0 w przeciwnym wypadku; $S_d(T_1)$ – wartość na spektrum przyspieszeniowym dla okresu T_1 .

Siłę F_b rozkłada się na k kondygnacji według wzoru:

$$F_k = F_b \frac{s_k m_k}{\sum_{j=1}^n s_j m_j}, \text{ alternatywnie } F_k = F_b \frac{z_k^\alpha m_k}{\sum_{j=1}^n z_j^\alpha m_j} \quad (3)$$

gdzie: s_k, s_j – przemieszczenia k -tej i j -tej kondygnacji, wyznaczone dla pierwszej postaci drgań własnych w rozpatrywanym kierunku; m_k, m_j – masa k -tej i j -tej kondygnacji; n – liczba kondygnacji naziemnych, z_k^α, z_j^α – odległość stropu k -tej i j -tej kondygnacji liczona w pionie od poziomu posadowienia, $\alpha=1$ dla $T_1 < 0,5s$ lub $\alpha=2$ dla $T_1 > 2,5s$.

Efekty oddziaływań na dwóch kierunkach należy dodać wg kombinacji SRSS (pierwiastek kwadratowy z sumy kwadratów):

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2} \quad (4)$$

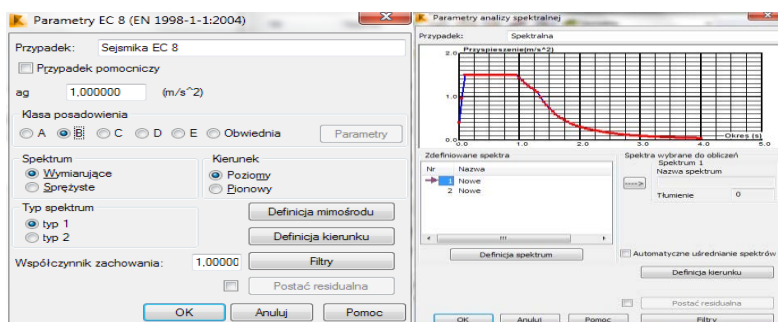
gdzie: R_{max} – łączny efekt oddziaływań; R_i – efekt oddziaływań i -tego przypadku; n – ilość przypadków.

Niektóre programy MES posiadają tę metodę zaimplementowaną w swoich algorytmach. Jest to metoda pozwalająca zgrubnie oszacować poprawność obliczeń wykonanych w programach komputerowych

1.4.2. Metoda spektrum odpowiedzi

Metoda ta jest zarezerwowana dla programów MES, które posiadają ją zaimplementowaną

w swoich algorytmach. Przykładem takiego programu jest Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA). Program ten pozwala w prosty sposób wprowadzić wszelkie niezbędne dane projektowe tj. projektowe przyspieszenie, klasę posadowienia, spektrum oraz typ wstrząsu. W trakcie tworzenia przypadku należy pamiętać o zaznaczeniu opcji tworzenia kombinacji kwadratowej oraz wybraniu kombinacji SRSS. Program ARSA zezwala na wprowadzenie własnego spektrum odpowiedzi, co może być istotne w przypadku zdecydowania się na zastosowanie lokalnych spektrum odpowiedzi. Poniżej przedstawiono okna dialogowe programu ARSA z deformowania sejsmiki wg EC8 [7] oraz definiowania własnego spektrum odpowiedzi.



Rys 1. Okna dialogowe z definiowania sejsmiki w programie ARSA

W obu metodach należy jednak uwzględnić skręcanie konstrukcji wzbudzone wstrząsem poprzez uwzględnienie mimośrodów zgodnie z wzorem (5).

$$e_{ak} = 0,05 L \quad (5)$$

gdzie: L – długość kondygnacji w planie w kierunku prostopadłym do kierunku wzbudzenia wstrząsem.

3. Podsumowanie

Projektowanie konstrukcji na terenach szkód górniczych jest problemem wielowymiarowym. Powyższy artykuł porusza jedynie część zagadnień dot. obliczania oddziaływań pochodzących od wstrząsów parasejsmicznych. Zarysowuje jednak podstawowe problemy jakie stoją przed projektantem obiektów poddanych oddziaływaniom parasejsmicznym: przyjęcie odpowiednich wartości projektowych oddziaływań, dobór odpowiedniej metody obliczeniowej, przyjęcie odpowiedniego spektrum odpowiedzi konstrukcji – decyzja czy dopuszczamy lekkie uszkodzenia konstrukcji a jeżeli tak to w jakim stopniu czy w końcu skonstruowaniu obiektu aby był odporny na wpływy parasejsmiczne a przy tym ekonomiczny. Nie należy zapominać, że w przypadku skomplikowanych układów konstrukcyjnych zagadnienia dynamiki są często nie tak oczywiste jak

w przypadku statyki. Nie znalazły tu niestety miejsca kwestie związane chociażby z modelowaniem komputerowym oddziaływań dynamicznych i wpływu poszczególnych metod obliczeń na siły wewnętrzne w konstrukcji czy rozwiązań konstrukcyjnych. Ze względu na złożoność problemu jak i jego wagę autor zachęca do zapoznania się z literaturą dot. tematu.

Literatura

- [1]Szczepański M.: *Inwestycje na terenach górniczych. KGHM polska miedź S.A.*, www.polkowice.pl/pliki/informacja.pdf.
- [2]Minch M., Trochanowski A.: Problemy w projektowaniu budynków na terenach wpływów górniczych w LGOM. *XXV Konferencja Naukowo-Techniczna*, Międzyzdroje 24-27 maja 2011. *Awarie budowlane 2011*, s. 705-712.
- [3]Kaszowska O.: Wpływ podziemnej eksploatacji górniczej na powierzchnię terenu. *Problemy Ekologii*, vol. 11, nr 1, styczeń-luty 2007 s. 52-57.
- [4]Szulc J., Lipski Z., Kawulok M., Cholewicki A.: *Zasady ustalania obciążeń i sprawdzania stanów granicznych budynków lokalizowanych na terenach górniczych w nawiązaniu do EUROKODÓW*. Warszawa, ITB, 2012.
- [5]PN-EN 1997-1:2008. *Projektowanie geotechniczne. Część 1: zasady ogólne*.
- [6]PN-EN 1990:2004. *Podstawy projektowania konstrukcji*.
- [7]PN-EN 1998-1:2005. *Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym. Część 1: Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków*.
- [8]*Wydawanie informacji o wpływach eksploatacji Górniczej (IWEG) dla zamierzeń inwestycyjnych*, http://www.kghm.pl/index.dhtml?category_id=503
- [9]Dubiński J., Jaśkiewicz K., Lurka A., Mutke G.: *Górnicza skala intensywności sejsmicznej GSI-2004/11 dla wstrząsów górniczych w LGOM*.
- [10]Zembaty Z. i inni: *Wytyczne branżowe do projektowania obiektów kubaturowych w LGOM na wpływy dynamiczne od wstrząsów górniczych. Tom I – Wytyczne projektowe*. Opole, Wydawnictwo Politechniki Opolskiej, 2012.
- [11]Instrukcja nr 364/2007. *Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2007.
- [12]Kwiatkiewicz J.: *Obiekty budowlane na terenach górniczych*. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2007.

SELECTED ISSUES OF COMPUTING DYNAMIC LOADS OF OBJECTS SITUATED ON MINING DAMAGE AREAS

Summary

The article discusses problems associated with computing dynamic loads of objects situated on mining damage areas which come from earth shake. The article shows Eurocode 8 recommendations for designing, considering polish experience of designing buildings, which are being subject of paraseismic influences.

Opiekun naukowy: dr inż. Maciej Minch, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska



budynek wysokościowy, pionowy las

Katarzyna BORKOWSKA¹
Natalia GOŹDZIEJEWSKA¹

ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE I TECHNOLOGICZNE BUDYNKU WYSOKOŚCIOWEGO TYPU *BOSCO VERTICALE*

Bosco Verticale to niebanalna, nieszablonowa konstrukcja budynku wysokościowego porośniętego zielonym lasem, wpisującą się w miejski krajobraz Mediolanu. W prezentowanej pracy włoski wieżowiec porównany będzie do najwyższych, światowych drapaczy chmur. Przedstawione zostaną rozwiązania konstrukcyjne oraz technologiczne obiektu m.in. koncepcja balkonów oraz stropodachu. Zaprezentowane będą sposoby połączenia głównych elementów nośnych budynku, a także przekroje przez "donice" drzew i krzewów.

1. Wstęp

W ostatnim stuleciu na świecie wybudowano kilkadziesiąt budynków, które mogą nosić miano high-rise. Ostatnia dekada ubiegłego wieku przyniosła znaczące zmiany najbardziej widoczne w krajach rozwijających się. Na początku lat '90 rozpoczęła się ewolucja w budownictwie wysokościowym. Raptownie zaczęły powstawać drapacze chmur, prześcigając się w liczbie kondygnacji, wysokości oraz wymyślnych kształtach, stając się tym samym symbolem przepychu oraz nowoczesnego budownictwa.

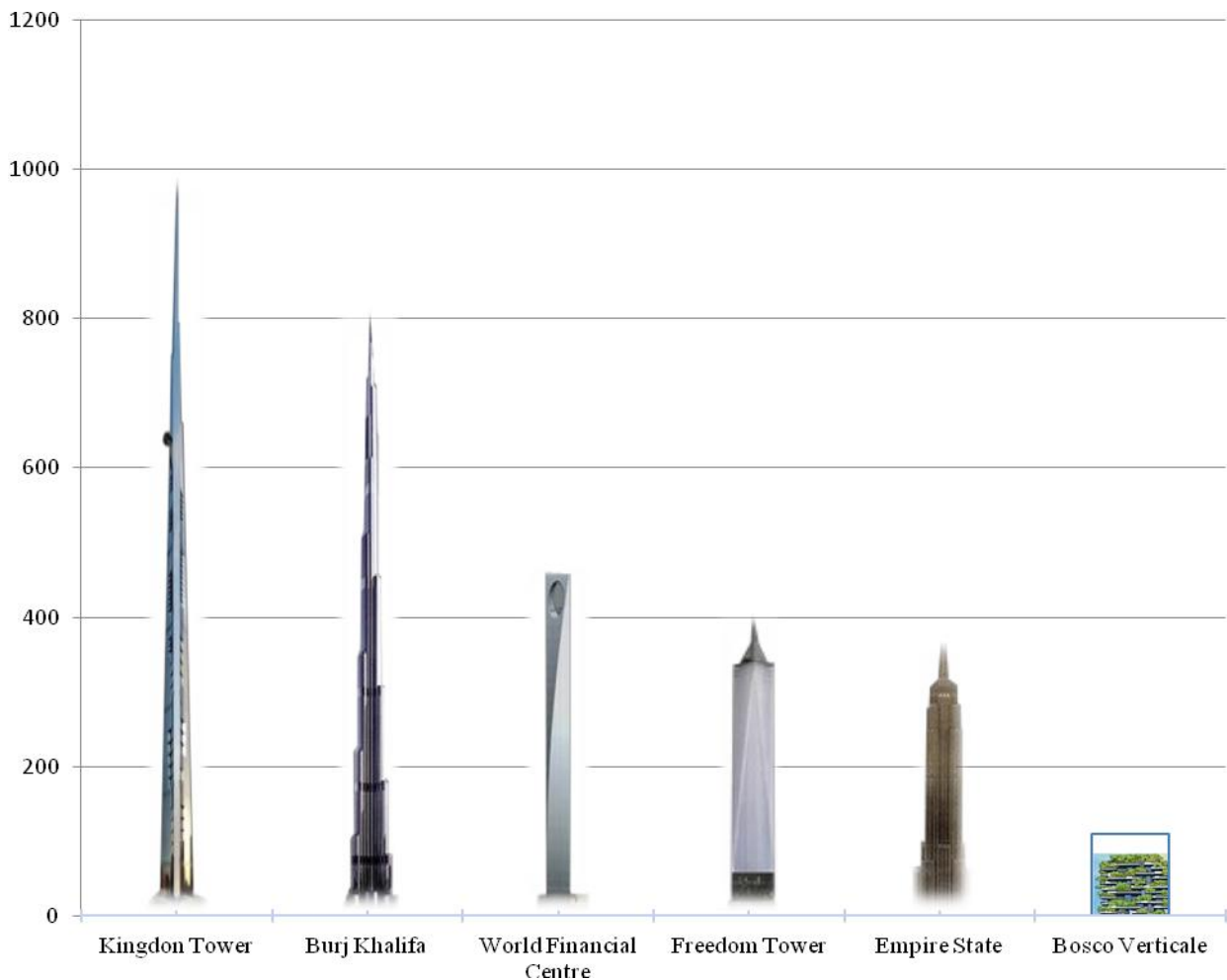
Na uwagę zasługuje konstrukcja budynku *Bosco Verticale*, która zachwyca nie tylko swoją wielkością i kształtem, ale przede wszystkim fasadą, którą w większości stanowi pionowy las.

2. Budynki wysokościowe

Wysokościowce stały się czymś powszechnym w miejskim krajobrazie. Obecnie dominuje trend, mający na celu jak najbardziej „wyróżnić z tłumu” powstające konstrukcje. Miano budynku typu high-rise noszą obiekty, których wysokość przekracza 55 m. Współcześnie powstają budynki mające już ponad 200 kondygnacji, jednak coraz częściej to aspekt środowiskowy ma decydujący wpływ na kształt i formę konstrukcji. Idealnym przykładem jest tutaj Mediolan, w którym na przełomie 2009-2014 powstały dwa drapacze chmur, wykonane w technologii pionowego lasu,

¹ Studentka I roku S2M Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Poznańskiej.

zwane *Bosco Verticale*. Usytuowanie włoskiego obiektu wśród najwyższych budynków świata przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Konfrontacja *Bosco Verticale* z najwyższymi budynkami świata

[źródło: <http://www.budowle.pl>]

3. *Bosco Verticale* - rewolucja w kategorii budynków wysokościowych

Pionowy Las jest wzorem dla zrównoważonego budownictwa mieszkaniowego, który przyczynia się do regeneracji środowiska i bioróżnorodności bez ingerencji w zurbanizowane tereny miejskie. Obiekt reprezentuje innowacyjne podejście do budynku typu high-rise, gdzie drzewa i ludzie współdzielą przestrzeń życiową. *Bosco Verticale*, będący modelem pionowego zagęszczania natury na obszarach zurbanizowanych, składa się z dwóch budynków mieszkalnych o wysokościach 76 (18 pięter) i 110 m (26 pięter) zlokalizowanych w centrum Mediolanu.

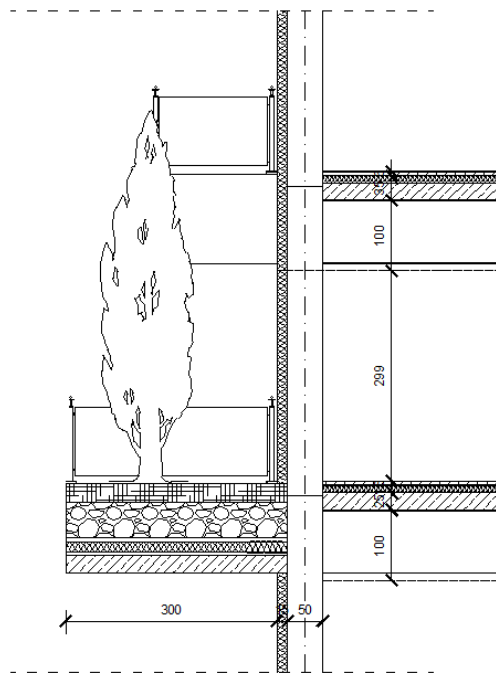


Rys. 2. *Bosco Verticale* - pionowy las

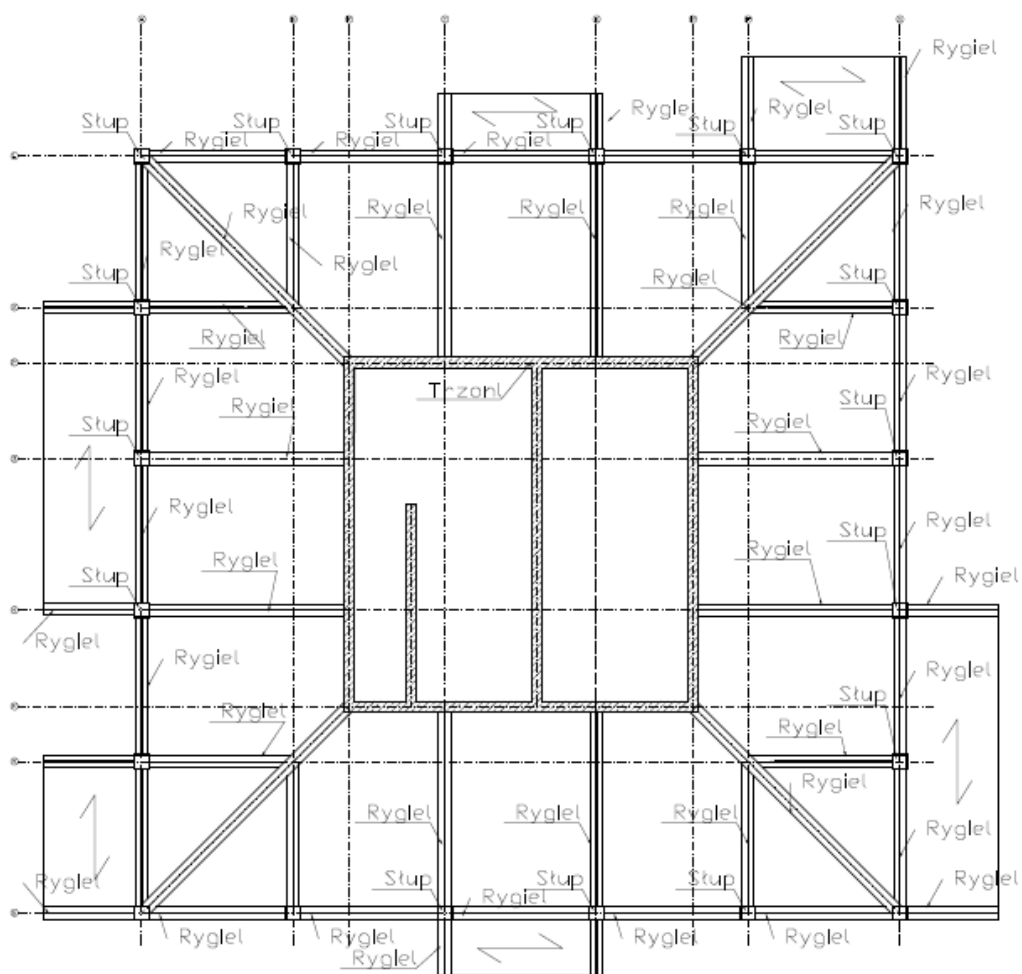
[*źródło*: <http://visuall.net/2011/10/12/bosco-verticale-vertical-forest-by-stefano-boeri-architetti/>]

4. Rozwiązania konstrukcyjne

Budynek wysokościowy, wielorodzinny, o konstrukcji żelbetowej obejmuje 26 kondygnacji (w tym jedną podziemną). Część zasadnicza budynku jest podpiwniczona, przekryta dachem płaskim, zielonym, o pochyleniu połaci dachowej 2%. Konstrukcję stanowi ustrój trzonowo-ramowy. Żelbetowy trzon razem z wewnętrzną strefą komunikacyjną zajmuje około 52% powierzchni obiektu. W części komunikacyjnej, na każdej kondygnacji umiejscowione są: klatka schodowa oraz pomieszczenie techniczne z szybem instalacyjnym. Na ramową część obiektu składają się słupy żelbetowe usytuowane po obwodzie budynku oraz rygle stanowiące podparcie stropów oraz balkonów. Balkony rozmieszczone są w sekwencji powtarzalnej odpowiednio dla kondygnacji parzystych oraz nieparzystych, tak by każde z mieszkań wyposażone było w minimum jeden balkon zielony. Przystawne rozmieszczenia tarasów wykonane zostały ze względu na konieczność obniżenie żelbetowej płyty balkonowej o 1,40 m w stosunku do progu mieszkań. Kondygnacje mieszkalne zaprojektowano na wysokość 4,40 m. Przy czym wysokość pomieszczeń wynosi 3,00 m. Projektowana powierzchnia jest wyposażona w instalację elektryczną, wodną, kanalizację sanitarną, instalacje wentylacji, centralnego ogrzewania oraz telefoniczną i teletechniczną.



Rys. 3. Przykładowe rozwiązanie konstrukcyjne balkonu



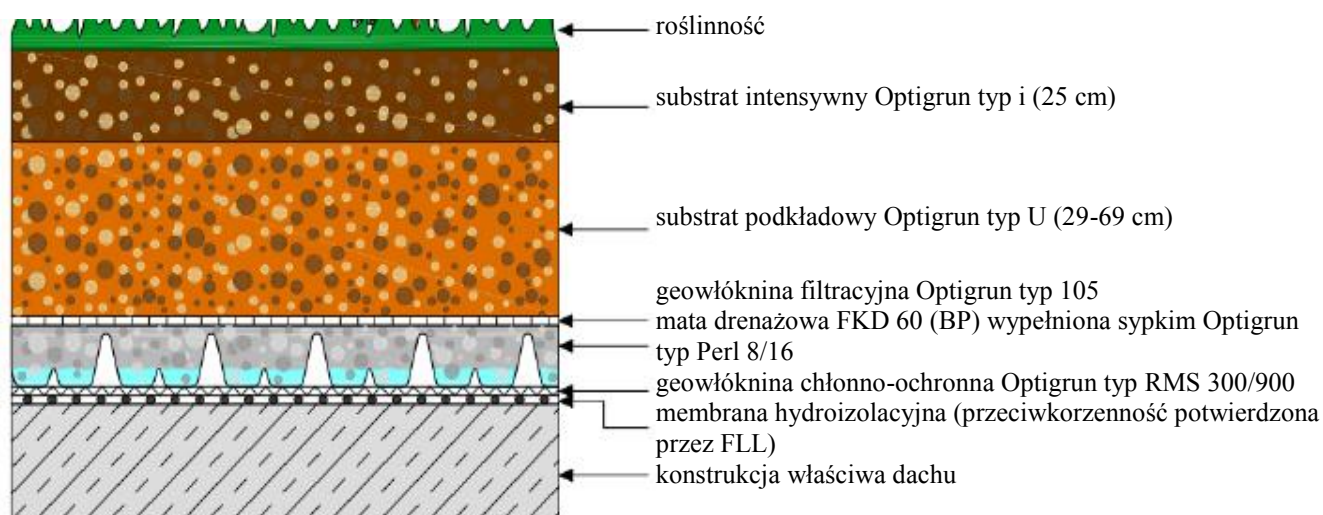
Rys. 4. Elementy konstrukcyjne budynku

5. Rozwiązania technologiczne

Rozwiązania technologiczne zastosowane w budynku wysokościowym typu *Bosco Verticale* przedstawiono na przykładzie wybranych elementów konstrukcji.

5.1. Płyty balkonowe

Płyty balkonowe o grubości 25 cm wykonane są z betonu klasy C35/45, umocowane do dolnych półek rygli, tak by ułożone na nich, w technologii zielonego dachu warstwy kończyły się równo z warstwami stropów kondygnacji. Pokrycie balkonu (rys.4), rozpoczynając od warstwy wierzchniej, przedstawiono na przykładzie rozwiązań zaproponowanych przez firmę Optigrun:



Rys. 5. Warstwy intensywnego dachu zielonego wg katalogu firmy Optigrun
[źródło: <http://www.optigrun.pl>]

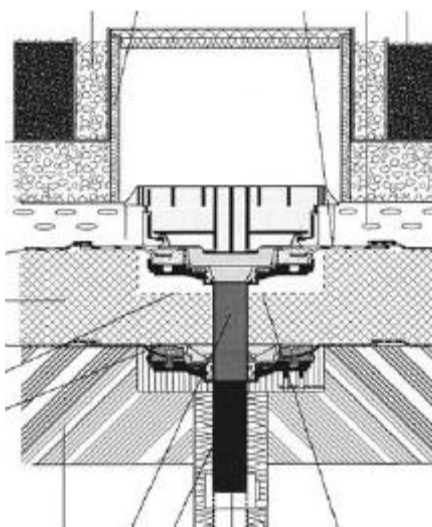
5.2. Stropodach zielony

Płytę stropową pokrywa podwójną warstwą izolacji, ułożona na warstwie gruntującej oraz warstwie wyrównawczej z betonu lekkiego, za pomocą której uformowano spadek 2%. Wierzchnie warstwy dachu stanowią zielen ekstenywną według katalogu firmy Icopal:

- roślinność ekstenywna,
- prekultywowana mata wegetacyjna XF 300, grubość 2,5 cm,
- mata retencyjno - mikrodrenażowa Icomat 140 (7 warstw),
- mata drenująca Icodren 10 Szybki Drenaż SBS,
- papa z funkcją ochrony przed korzeniami GRAVIFLEX 5,2 SBS,

– papa podkładowa, zgrzewalna Icopal.

Jako system odwadniający dla dachu zielonego przyjęto rozwiązania oferowane przez firmę Geberit Pluvia (rys._5). System ten polega na odpowiednim pokierowaniu grawitacyjnym przepływem wody by uzyskać podciśnienie w rurociągu. Zaletą Geberit Pluvii jest redukcja liczby wpustów dachowych, oraz pionów spustowych, a co za tym idzie redukcja kosztów. Dzięki systemowi, możliwe jest łatwe prowadzenie rurociągów pod stropem najwyższej kondygnacji budynku i sprowadzenie pionu kanalizacji deszczowej w najbardziej dogodnym miejscu.



Rys. 6. Przykład wpustu dachowego Geberit Pluvia dla dachu intensywnie zielonego
[źródło: <http://www.geberit.pl>]

6. Podsumowanie

Budownictwo wysokościowe przeżywa obecnie swój okres prosperity. Pionowy las to radykalny i śmiały pomysł dla przyszłości miast, który bez wątpienia reprezentuje model rozwoju gęsto zaludnionych obszarów miejskich w Europie oraz na świecie. Idea obiektu jest zatem wyrazem ludzkiej potrzeby kontaktu z przyrodą.

Literatura

- [1] M. Kapela, J. Sieczkowski: Projektowanie konstrukcji budynków wielokondygnacyjnych. Warszawa, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2003.
- [2] J. Sieczkowski: Projektowanie budynków wysokich z betonu. Warszawa, Arkady, 1976.
- [3] A. Barszcz: „Budownictwo ogólne. Konstrukcje budynków”-Tom5, Arkady 2009.

- [4] A. Pawłowski, „Budynki wysokie”, Warszawa 2006
- [5] P. Setkiewicz, „O tożsamości budynków wysokich”, maszynopis, Kraków 2006
- [6] <http://visuall.net/2011/10/12/bosco-verticale-vertical-forest-by-stefano-boeri-architetti/>
- [7] <http://www.optigruen.pl/SystemSolutions/Public-Roof.html>
- [8] <http://www.zielonydach.icopal.pl/>
- [9] <http://www.ctbuh.org>
- [10] http://www.geberit.pl/pl_pl/index.html
- [11] <http://www.budowle.pl/najwyzsze-budynki>

CONSTRUCTION AND TECHNOLOGICAL SOLUTION ON THE EXAMPLE OF HIGH-RISE BUILDINGS TYPE *BOSCO VERTICALE*

Summary

Bosco Verticale is remarkable, unconventional design of high-rise building, full of green forest, fitting into the urban landscape of Milan. In the presented paper Italian skyscraper standing in juxtaposition with the world's highest skyscrapers. There will be presented construction and technological solutions of building, for example concept of balconies and flat roof. The drawings show, how looks a combination of the main load-bearing elements of the building, as well as cross-sections through the "pots" of trees and shrubs.

Opiekun naukowy: mgr inż. Michał Demby, Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Poznańska

*remonty, modernizacje kamienic*Mariusz BRYŁKA¹

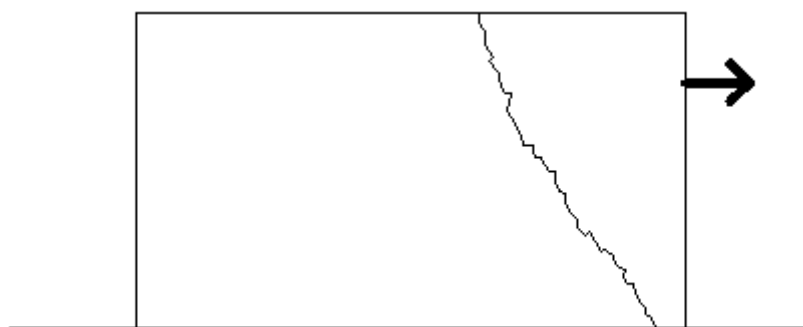
REMONTY KAMIENIC - PRZYKŁADY ELEMENTÓW WYMAGAJĄCYCH NAPRAWY ORAZ SPOSOBY PRZYWRÓCENIA ICH DO STANU PIERWOTNEGO I/LUB MODERNIZACJI

Temat pracy dotyczy remontów i/lub modernizacji kamienic. Jako, że jest to temat bardzo obszerny omówione zostały tylko poszczególne zagadnienia (przyczyny i przykłady rozwiązania danego problemu, bez nadmiernego wchodzenia w szczegóły): wychylenia ścian z pionu, oddziaływanie wilgoci i wody na konstrukcje budowlane, naprawa oraz modernizacja elewacji, naprawa drewnianych elementów konstrukcji: dachów i stropów oraz naprawy/wzmocnienia nadproży. Remonty kamienic, w stosunku do remontów innych obiektów, są specyficzne ze względu na niektóre rozwiązania budowlane nie stosowane obecnie oraz ze względu na współpracę z miejskim konserwatorem zabytków. Praca została napisana na podstawie fachowej literatury oraz doświadczeń autora z praktyk studenckich w Zarządzie Zasobu Komunalnego, który obecnie zajmuje się wieloma remontami kamienic we Wrocławiu.

1. Wchylenie ściany z pionu

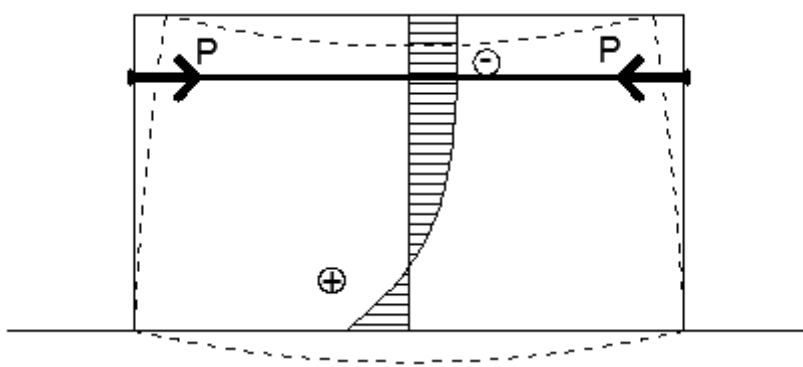
Dość częstym problemem w kamienicach na terenie Wrocławia jest wychylenie się ścian z pionu (rys. 1). Zgodnie z [1], do przyczyn tego typu sytuacji należy: nierównomierne osiadanie fundamentów lub ich odkształcenie (np. wykonanie obok ściany głębokiego wykopu, mogącego powodować usuwanie się gruntu spod fundamentów albo drgania i wstrząsy wywołane ruchem ciężkich pojazdów w pobliżu budynku powodujące naruszenie stabilności gruntów.) Wg [2] istotne też mogą być siły poziome (rozpierające) pochodzące np. od łuków sklepień lub rozporu krokwi. Należy również dodać, że wiele kamienic nie posiada wieńców co dodatkowo sprzyja tego typu sytuacjom. Wchylenia ścian z pionu są niebezpieczne i mogą prowadzić do zawalenia się budynku. Rysy i spękania mogą powstawać na ścianie przy połączeniu z dachem lub nawet parę kondygnacji niżej.

¹ Student Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej

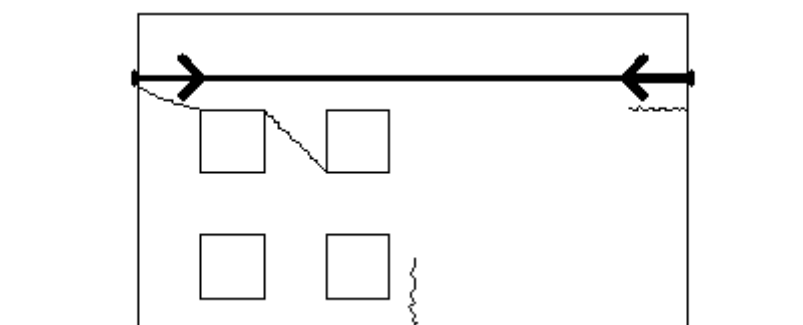


Rys. 1. Schemat powstawania rys w wyniku wychylenia się ściany z pionu zgodnie z [2]

Przeciwdziałanie awarii budynku polega np. na zakotwieniu ściągow w ścianach, które wychylają się z pionu. Wg [3] montuje się je w płaszczyźnie stropów, lub tuż pod nią albo tuż nad nią, po stronie wewnętrznej lub zewnętrznej ścian. Siłę naciągu reguluje się śrubą rzymską. Nadmierne sprężenie ściany może prowadzić do nowych problemów np. nadmiernego rozciągania albo zwiększonego ścinania ścian zgodnie z [2] (rys. 2 i rys. 3).



Rys. 2. Stan odkształceń i naprężenia podczas sprężania zgodnie z [2]



Rys. 3. Rysy, które mogą powstać przy nadmiernym sprężeniu wg [2]

Przy nieznacznych wychyleniach ścian stanowiących oparcie dla belek stropowych zamiast ściągow, można zastosować kotwienie tych belek do ścian.

2. Oddziaływanie wilgoci na konstrukcje budowlane

Problemy z wodą i wilgocią są również dość częstym problemem. Zgodnie z [4] mają one bezpośredni szkodliwy wpływ na elementy konstrukcji drewnianych i murowych, a dodatkowo powoduje korozję, erozję i powstawanie grzybów. Przyczynami takich problemów mogą być: zawilgocenie nabyte w trakcie budowy (woda z zapraw, tynków, betonu, opadów atmosferycznych przed zadaniem obiektu itp., która nie zdąży wyschnąć), woda z opadów atmosferycznych lub z gruntu (głównie w przypadku wadliwie zabezpieczonych przed wodą budynków: nieszczelne dachy, balkony, tarasy, izolacje elementów podziemnych, niewystarczające spadki powierzchni narażonych na opady, wady w wykonaniu/brak konserwacji systemu rynien i rur spustowych itp.), wilgoć higroskopijna, zawilgocenie z powodu uszkodzeń, błędów wykonawczych lub niewłaściwego użytkowania instalacji wodno-kanalizacyjnej/grzewczej czy skraplanie się pary wodnej na oziębionych powierzchniach lub wewnątrz ścian i stropów.

A) Osuszenie ścian wg [1] można wykonać za pomocą np. elektroosmozy (prąd przepływający między elektrodami powoduje przemieszczenie wilgoci ku dołowi, gdzie zostaje wydalona na zewnątrz w postaci wody). Izolacje wykonanych już ścian można wykonać wstrzykując do muru środki izolujące [5] np. żele akrylowe oraz preparaty an bazie mikroemulsji silikonowych, który wytworzą przeponę izolującą przed wodą.

B) Naprawa nieszczelnych pokryć dachowych odbywa się w zależności od rodzaju pokrycia. Naprawa pokrycia dachówką wg [1] przy większej liczbie uszkodzonych dachówek sprowadza się do całkowitego rozebrania pokrycia i położenia go odnowa, zastępując uszkodzone dachówki, nowymi. Gdy doszło tylko do wykruszenia zaprawy, ubytki można uszczelnić od dołu zaprawą wapienną. Przy zmianie pokrycia dachowego należy wziąć pod uwagę, że dla różnych pokryć są różne zalecane kąty nachyleń dachu i różne rozstawy łąt (np. tabele zawarte w [7]) co znacznie ogranicza dobór nowego pokrycia. Naprawa pokryć bitumicznych zależy od rodzaju materiału, którym będziemy naprawiali. Każde rozwiązanie ma swoje odpowiednie zalecenia wykonawcze, które należy przestrzegać, aby poprawnie funkcjonowało. Dodatkowo należy pamiętać o konserwacji takich przykryć, aby zagwarantować, że izolacja pozostanie szczelna.

C) Jako, że zdarza się, że użytkownicy mieszkań nie zawsze wietrzą pomieszczenia, a wentylacja grawitacyjna zawodzi w okresie letnim, dobrym rozwiązaniem jest montowanie nawiewników higrosterowalnych w ramach okiennych, który dostosowuje wydajność wentylacji do poziomu wilgotności względnej powietrza w pomieszczeniu i uniemożliwia dzięki temu zbytniemu gromadzeniu się wilgoci, a przez to utrudnia powstawanie grzybów.

3. Remont i modernizacja elewacji

Wiele kamienic posiada zniszczone tynki zewnętrzne (rys. 4). Wg [1] najczęstszą przyczyną tego jest zawilgocenie tynków w wyniku źle działających rur spustowych, rynien, obróbek blacharskich gzymsów, podokienników, okapów itp. Jako, że jest wiele kamienic, które wciąż nie posiadają żadnej termoizolacji wg obecnie stosowanych standardów, podczas remontu elewacji można pokusić się o termomodernizację obiektu. Wg [6] można uzyskać znaczne oszczędności kosztów energii przy modernizacji budynku bez termoizolacji do budynku o 10cm warstwie ocieplenia na ścianach zewnętrznych, szczególnie w przypadku nośników energii w postaci gazu, energii elektrycznej czy oleju opałowego, dla domków jednorodzinnych. Podobne rozumowanie można przenieść na większe obiekty jakimi są kamienice. Zgodnie z [7], powierzchnia pod przyklejenie warstwy termoizolacji powinna być oczyszczona. W przypadku niewielkich ubytków w starym tynku można je uzupełnić, a w przypadku znacznego zniszczenia można go usunąć, a ocieplenie montować/przyklejać bezpośrednio do warstwy konstrukcyjnej. Dwie najpopularniejsze metody montażu ocieplenia wg [8] to: metoda lekka-mokra i metoda lekka-sucha. Pierwsza polega na przyklejeniu warstw izolacji termicznej za pomocą zaprawy klejącej, a następnie zabezpieczeniu tej izolacji siatką wykonaną z włókna szklanego zatopionego w zaprawie klejąco-szpachlowej (warstwa ta przenosi naprężenia termiczne). Na końcu całość pokrywa się zaprawą tynkarską. W przypadku remontów kamienic, stosuje się głównie tą metodę.



Rys. 4. Przykład zniszczonej elewacji

4. Naprawa drewnianych elementów konstrukcji

Kolejnym omawianym zagadnieniem jest naprawa elementów konstrukcji drewnianych. Zgodnie z [1], drewniane elementy konstrukcji, które są zagrzybione, uszkodzone przez owady lub znacznie zbutwiałe należy usunąć i zastąpić nowymi. W przypadku, gdy bardzo dużo elementów konstrukcji dachu czy stropu nie nadaje się do użytkowania można wykonać nowy dach/strop. Należy pamiętać, że podczas wymiany/naprawy poszczególnych elementów o odpowiednim podstemplowaniu konstrukcji (np. w przypadku naprawy dolnego końca krokwi, powinno się dany element odciążyć przy pomocy podpory) [9].



Rys. 5. Przegniła drewniana belka stropowa (po prawej) w wyniku źle funkcjonującej rury spustowej na zewnątrz budynku

A) W przypadku wzmocnienia konstrukcji dachu (gdy z obliczeń wynika, że niektóre elementy nie spełniają warunków SGN lub SGU w wyniku np. częściowego zbutwienia) można do takich elementów jak krokwie czy płatwie dodać obustronnie nadbitki. Krokwie można dodatkowo odciążyć wstawiając dodatkową krokiew między istniejące, a płatwie poprzez zmniejszenie ich rozpiętości dodając słupki. Stosuje się również dodatkowe zastrzały, miecze czy kleszcze.

B) Analogicznie w przypadku stropów uszkodzone belki wzmocnia się przez nadbicie odpowiedniej grubości desek. W przypadku wymiany całego stropu, często stosuje się stropy ze stalowymi belkami nośnymi np. WPS (rys. 6) lub żelbetowe na blasze fałdowej.

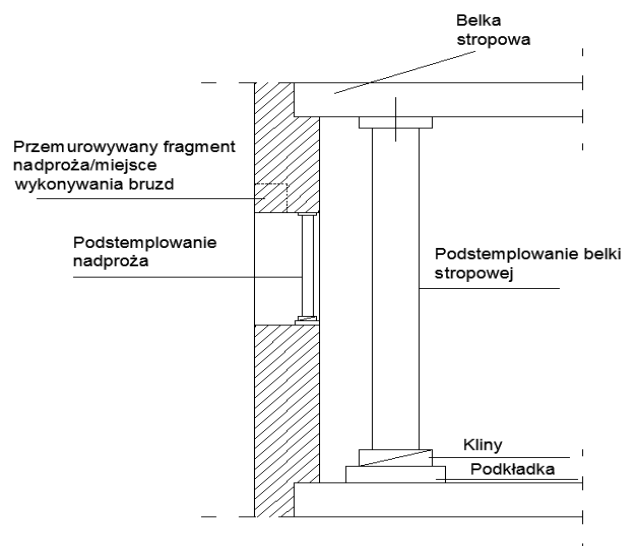


Rys. 6. Strop WPS w trakcie realizacji podczas wymiany całego stropu

Należy również pamiętać, że elementy drewniane powinny być odpowiednio zaimpregnowane w celu ochrony przed zagrzybieniem i owadami. Istotne jest też, aby usunąć wszystkie czynniki mogące powodować zawilgocenie drewna.

5. Wzmocnienie/naprawa nadproży

Innym pospolitym problem w kamienicach są zarysowania w okolicach nadproży. Wg [2] w strefach otworów okiennych i drzwiowych mogą pojawić się zarysowania ze względu na niekorzystny, złożony stan naprężeń. Nadproża można wzmocnić na przykład poprzez: wypełnienie rys i spękań mieszanką iniekcyjną, wstawienie stalowych kształtowników w wykonanych wcześniej bruzdach nadproża, przemurowanie nadproża (rozebranie części nadproża i wymurowanie jej na nowo) itp. Istotne jest, aby przed jakimkolwiek wzmocnieniem usunąć przyczynę zarysowań (np. osiadanie fundamentów). Wybór metody zależy między innymi od rodzaju i wielkości nadproża czy rodzaju rys i spękań. Przed rozpoczęciem jakichkolwiek modyfikacji związanych z nadprożem powinno się je najpierw odciążyć przez podstemplowanie belki stropowej opierającej się na nadprożu. Przy wykonywaniu bruzd z jednej strony nadproża w celu włożenia tam np. stalowych ceowników, drugą podstemplowuje się (rys. 7).



Rys. 7. Schemat odciążenia belki stropowej przez podstemplowanie oraz schemat podstemplowania części nadproża na której nie są wykonywane w tym czasie żadne modyfikacje wg [2]

Po odpowiednim zamontowaniu belki przy pomocy zaprawy cementowej i upływie 5 dni można drugą stronę nadproża w podobny sposób wzmacniać. Analogicznie sposób stemplowania stosuje się przy użyciu prefabrykowanych belek typu L wraz z przemurowaniem części nadproża (jedna strona jest modyfikowana, a druga w tym czasie jest podstemplowana). Przy wzmocnieniu ceownikami dobrze jest je połączyć ze sobą przy pomocy śrub. Należy również pamiętać o obłożeniu elementów stalowych siatką Rabitza, aby zaprawa/tynek miały zapewnioną odpowiednią przyczepność do stali, a przy wykonywaniu przemurowania o tym, aby stosować odpowiednie wiązania murarskie.

6. Wnioski

Jak widać zagadnienie remontów i modernizacji kamienic to dość złożony problem, a warto zaznaczyć, że powyższe przykłady to tylko część z wielu różnych możliwych do wystąpienia problemów. Uważam, że warto się z nimi zaznajomić, z racji częstości ich występowania w pracy inżyniera budownictwa.

Literatura

- [1] Praca zbiorowa pod kierunkiem Zaleskiego S.: Remonty budynków mieszkalnych. Poradnik. Warszawa, Arkady 1997.
- [2] Rudziński L.: Konstrukcje murowe remonty i wzmocnienia. Kielce, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej 2006

- [3] Stawiski B.: Konstrukcje murowe naprawy i wzmocnienia. Warszawa, Polcen 2014
- [4] Zaleski S., Thierry J.: Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji. Warszawa, Arkady 1982.
- [5] Magott C.: Odtwarzanie izolacji poziomej i pionowej podczas renowacji obiektów zabytkowych. Renowacja obiektów zabytkowych - izolacja pionowa i pozioma. Izolacje. Wydanie z kwietnia 2013 roku.
- [6] Stachniewicz R.: Wpływ termoizolacji na energooszczędność budynku. Budownictwo energooszczędne vademecum. Wydanie Październik 2014.
- [7] Praca zbiorowa pod redakcją Panasa J.: Poradnik majstra budowlanego. Warszawa, Arkady 2003.
- [8] Brachaczek W.: Metoda lekka-mokra czy lekka-sucha? Inżynier budownictwa. Wydanie z maja 2014 roku.
- [9] Rudziński L.: Konstrukcje drewniane naprawy, wzmocnienia, przykłady obliczeń. Kielce, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej 2010

**REPAIRS OF TENEMENTS - EXAMPLES OF ELEMENTS THAT NEED REPAIR AND
WAYS OF RESTORATION THEM TO THEIR ORIGINAL CONDITION AND/OR
MODERNIZATION**

Summary

Paper describes a few examples of element that need often repair or can be modernize in tenements : walls that lean out of a vertical, problems with water and dampness in constructions, repair and modernization of elevations, repair of wooden elements of construction: roofs and ceilings, repair/reinforcement lintels. Author presents reasons and solutions of these problems on the basis of specialist literature and student practice in Zarząd Zasobu Komunalnego. Because this topic is very spacious, so paper describes these issues without excessive details.

*FRC, HPFRC, UHPFRC, SIFCOM, ECC*Paweł CZULIŃSKI¹

BETON WYTRZYMAŁY, A DO TEGO CIĄGLIWY I RYSOODPORNY

We wstępie zdefiniowano określenia występujące w tytule pracy. W dalszej części omówiono różne rodzaje kompozytów cementowych, które wykazują ciągliwość i rysoodporność. Rozpoczęto od kompozytów, najbardziej zbliżonych składem do zwykłego betonu jak: FRC, HPFRC i UHPFRC. Kolejno przedstawiono technologię SIFCOM. Na końcu, uwagę poświęcono kompozytowi ECC. W każdym przypadku scharakteryzowano ogólną recepturę mieszanki, sformułowano najważniejsze cechy oraz wymieniono zastosowania.

1. Tytuł pracy – słowo po słowie

Tytuł referatu jest swego rodzaju życzeniem. Beton w ujęciu tradycyjnym jest bowiem materiałem kruchym. Jego zdolność do odkształceń kończy się na zakresie sprężystym, a przekroczenie dopuszczalnych naprężeń rozciągających wiąże się z niekontrolowaną i natychmiastową utratą nośności. Użycie więc w kontekście betonu określeń typu: ciągliwy i rysoodporny sprzeczne jest z podstawową wiedzą na temat tego materiału. W związku z powyższym w słowach wstępu postanowiono dokładnie sprecyzować treść tytułu niniejszej pracy – słowo po słowie.

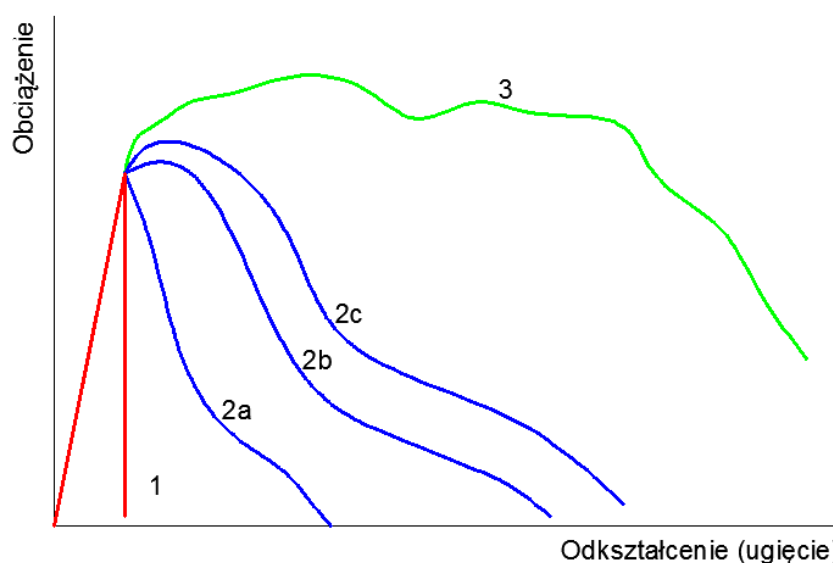
„Beton” według najbardziej ogólnej definicji to kompozyt z drobnoziarnistym wypełniaczem połączonym spoiwem [1]. Brak tam wzmianki o frakcji włóknistej, a to właśnie dodatek z włókien sprawia, że ów kompozyt przestaje być kruchy i staje się ciągliwy oraz rysoodporny. By więc zachować poprawną terminologię, lepiej jest użyć stosunkowo nowych nazw jak np. : fibrobeton. Niekiedy jednak – o czym w dalszej części pracy - skład mieszanki znacząco odbiega od składu mieszanki przewidzianej dla zwykłego betonu, dlatego lepiej posłużyć się bardziej ogólnym określeniem: fibrokompozyt cementowy lub odkształcalny kompozyt na spoiwie cementowym.

„Wytrzymały”. Aby włókna mogły efektywnie pracować, poza tym, że same muszą być wytrzymałe, dodatkowo należy zapewnić im dobre zakotwienie. W tym przypadku niezbędne jest opracowanie solidnej matrycy, umożliwiającej przekazywanie naprężeń z włókien. W efekcie powstały kompozyt, ma wysoką wytrzymałość m.in. na ściskanie, odpowiadającą klasie

¹ Student I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

tradycyjnego betonu: minimum C40/50. Dodatkowo znaczna ilość włókien dodana w celu uzyskania ciągliwości i rysoodporności poprawia także inne właściwości mechaniczne: wytrzymałość na ścinanie, zginanie, zmęczenie przy zginaniu, rozciąganie, udarność. Efektywność zmian właściwości betonu z dodatkiem włókien można znaleźć np. w: [2] i [3].

„Ciągliwy”. Dodanie znaczącej (przynajmniej około 2% objętości) ilości włókien niweluje problem kruchości. Zginany element po przekroczeniu zakresu sprężystego może ulec wzmocnieniu i przenosić obciążenia przy bardzo dużych odkształceniach. Uzyskany wykres odkształcenie – obciążenie przypomina wówczas kształtem ten, który typowy jest dla ciągliwych stali konstrukcyjnych (linia 3; rys.1).



Rys. 1. Różne kształty wykresu obciążenie-odkształcenie elementów fibrobetonowych [4]

„Rysoodporny”. Pojawienie się rysy w betonie stanowi poważne uszkodzenie i przy tym jest niemal nieuniknione (linia 1; rys.1.). Rysoodporność należy więc rozumieć dwójako. Po pierwsze dodanie włókien opóźnia moment pierwszego zarysowania. Po drugie, kiedy już sprężysty zakres jest wyczerpany i pojawiają się pęknięcia, włókna generują efekt wielokrotnego zarysowania (multicracking) i towarzyszący mu efekt wzmocnienia. Wielokrotne zarysowanie polega na powstaniu wielu mikro-rys o małej rozwartości – co za tym idzie – przez które wilgoć i inne czynniki korozyjne nie są w stanie wnikać i destruować elementu. Tym samym uzyskujemy kompozyt, który nie dość że wzmacnia się po „pęknięciu”, to dodatkowo same rysy są na tyle wąskie, że nie stanowią istotnego problemu. Należy jednakże podkreślić, że osiągnięcie takiego zestawu zjawisk wymaga wiele staranności przy określaniu składu mieszanki i samym jej przygotowaniu.

2. Różne propozycje

Dotychczas pojawiło się wiele bardzo różnych pomysłów na uzyskanie kompozytu wykazującego cechy jak omówione powyżej. Można jednak wyróżnić ogólne grupy kompozytów, charakteryzujących się podobnym podejściem przy projektowaniu mieszanki i podobnymi właściwościami.

2.1. Podobne do betonu – fibrobetony

FRC (Fibre Reinforced Concrete) czyli beton zbrojony włóknami, gdzie objętościowa ilość włókien (V_f) nie przekracza zazwyczaj 1,5%, dodane włókna są jednego rodzaju, najczęściej stalowe, a krzywa odkształcenia w najlepszym wypadku odpowiada liniom 2a, 2b, 2c (rys.1.). Wykorzystywany jest z powodzeniem przy budowie podłóg przemysłowych, dróg, tuneli i fundamentów pod maszyny udarowe. Włókna w takiej ilości nie opóźniają najczęściej momentu zarysowania. Jednakże istotną rolę odgrywa tu kilkukrotny wzrost odporności na obciążenia zmęczeniowe i dynamiczne. Ponadto powstałe ewentualnie rysy często są zastępowane siatką mniejszych, co ma niebagatelny wpływ na ograniczenia użytkowe w tym estetyczne.



Rys. 2. Zachowanie się SRCC chwili po zarysowaniu (lewo); w chwili przenoszenia obciążenia rysującego przy znacznym odkształceniu, po fazie wzmocnienia (prawo); [5]

Z czasem pojawiły się ulepszone i urozmaicone w swoim składzie wersje FRC – jak: HPFRC (High Performance Fibre Reinforced Concrete) i UHPFRC (Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete). Obie propozycje nawiązują do swojej pierwotnej wersji (FRC), jednakże tutaj objętościowa zawartość włókien (V_f) waha się między 1,5 – 3%. Kompozyty te uzbrojone są najczęściej włóknami o składzie złożonym - hybrydowym. Dzięki zastosowaniu mieszanki włókien krótkich i długich, często z różnych materiałów: np: stal i polipropylen, uzyskuje się wzrost nośności po wystąpieniu pierwszej rysy (linia 3; rys. 1). Krótsza frakcja opóźnia moment pierwszego zarysowania i wywołuje następnie efekt wielokrotnego zarysowania do chwili osiągnięcia szczytowej nośności. Kolejno dłuższe włókna zaczynają kontrolować rozprzestrzenianie

się rys (rys. 2.). Taki zestaw zjawisk, charakteryzuje materiał bezpieczny, który również doczekał się swojej nazwy: SRCC i stanowi rodzaj omawianych w tym akapicie kompozytów [5], [6], [7].

Kompozyty tego typu poza wspomnianym już zastosowaniem (podłogi, drogi, tunele, fundamenty pod maszyny), zostały z powodzeniem wykorzystane także przy budowie stropów jako samodzielny materiał konstrukcyjny. Wykorzystywano tam mieszanki z 2%-ową zawartością włókien stalowych, co pozwoliło osiągnąć rozpiętości przęsła nawet do 7m, przy grubości płyty 210mm. Dokładniejsze informacje w tym zakresie znajdują się w [8] i [9].

Wzrost ilości włókien w kompozycie daje pozytywny efekt z uwagi na cechy mechaniczne materiału [10]. Mieszanka jednak musi być jednorodna – włókna nie powinny skupiać się w tzw. jeże, a zaczyn powinien dokładnie otaczać wszystkie składniki i nie dopuszczać do ich sedimentacji w formie. Z uwagi na powyższe, poprawne wprowadzenie ponad 2-3 % objętości włókien do mieszanki jest niemal niemożliwe w przypadku kompozytu cementowego zbliżonego (poza frakcją włóknistą) do składu betonu zwykłego. Z kolei równomierne rozmieszczenie włókien i ich minimalna ilość w przekroju stwardniałego elementu stanowią istotne założenie przy obliczaniu konstrukcji fibrobetonowych. O charakterze rozmieszczenia włókien stalowych w elemencie warto przeczytać w [11] i [12].



Rys. 3. Wygląd mieszanki betonowej z objętościową zawartością włókien 2% w teście rozpląwu.

2.2. SIFCOM

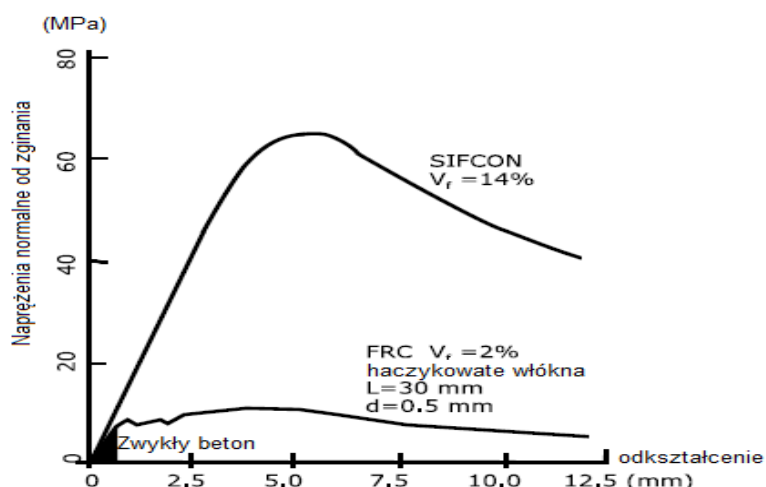
Pomyślano jednak, by większą ilość włókien ułożyć w formie, a następnie zalać zaczynem – tak powstał SIFCON (Slurry Infiltrated Fibre Concrete) (rys.4.). Przeważnie stosuje się tu włókna stalowe o długości 20-50 mm w ilości 4-20% objętości – najczęściej 5-12%. Zaczyn musi być bardzo płynny, tak by dokładnie wypełnić formę i przeniknąć przez sieć włókien. Dzięki wytrzymałej matrycy siły przenoszone są między włóknami i możliwe jest ich wzajemne blokowanie się. Mieszanka pozbawiona jest frakcji gruboziarnistej (o średnicy ponad 2mm).

Zaczyn tworzą: cement, piasek (w stosunku 1:1 – 1:2 – z uwzględnieniem drobnoziarnistych dodatków) i ewentualnie inne wypełniacze jak popiół lotny albo/i pył krzemionkowy, superplastyfikatory (1,5 - 5% wagi cementu), w/c waha się między 0,25 – 0,4.



Rys. 4. Przygotowanie elementu w technologii SIFCOM; [14]

Powstały tak kompozyt wykazuje bardzo dużą wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, odporność na obciążenia dynamiczne i zmęczeniowe i ulega zniszczeniu przy znaczącym ugięciu. Łamanie elementu wiąże się z pochłanianiem bardzo dużych ilości energii, w porównaniu do innych fibrokompozytów.



Rys. 5. Zestawienie wykresów obciążenie - odkształcenie dla SIFCOMu, FRC i betonu zwykłego; [15]

Zestaw tych zjawisk pozwala wykorzystać ten materiał do budowli typu: schrony, magazyny na materiały wybuchowe, budynki szczególnie narażone na trzęsienia ziemi lub do wzmacniania istniejących konstrukcji. W takim zastosowaniu SIFCON bywa opłacalny, niemniej jednak duże ilości drogich włókien i superplastyfikatorów niezbędne w tej technologii znacząco ograniczają jej rozwój. Dlatego zainteresowaniem cieszy się również kompozyt podobny do SIFCONu – SIMCOM, gdzie formę wypełnia się częściowo i w dodatku nie losowo rozłożonymi włóknami, lecz matami, „utkanymi” z włókien stalowych, które ułożone są w określonym kierunku –zgodnym

z kierunkami naprężeń głównych. Dzięki temu zabiegowi włókna pracują efektywniej, a ich zużycie spada. Maty są wygodne w zastosowaniu, można je zwijać, dowolnie formować i przycinać na miejscu budowy.

2.3. ECC zwany „odkształcalnym betonem”

Kompletnie innym rozwiązaniem i najlepiej odzwierciedlającym ideę przedstawioną w tytule pracy jest stosunkowo nowy kompozyt cementowy - ECC (Engineered Cementitious Composites). Poglądowy skład mieszanki zestawiono w tabeli (Tablica.1.).

Tablica 1. Porównanie składu mieszanki ECC i betonu zwykłego [kg/m³]; [17]

	Cement	Kruszywo	Piasek	Pop. lotny	Woda	S-plastyf.	Wł. PVA
ECC	561	0	449	673	327	14	26
Beton	432	864	864	0	192	4,3	0

Grubsze kruszywo i niemal połowę piasku zastąpiono popiołem lotnym i zwiększoną racją cementu, dodano także około 6 – 12 milimetrowe włókna polimerowe (np.: poliwinylowo-alkoholowe - PVA), przypominające wyglądem strzępy ptasich piór. Wyższy udział składników „pylastych”: cementu i popiołu lotnego wymusza zwiększenie ilości wody i ponad trzykrotnie wyższą zawartość superplastyfikatora w mieszance. O ile w przedstawionym przypadku współczynnik w/c na poziomie 0,58 nie jest imponującym osiągnięciem, o tyle efektywny współczynnik wodno - spoiwowy (uwzględniający popiół lotny) wyznaczony wg PN-EN 206-1 wynosi 0,51 a obliczony zwyczajnie w/(c + popiół lotny) wynosi 0,26. Mimo to przedstawiona mieszanka charakteryzuje się dobrą urabialnością, jednorodnością i płynnością. Umożliwia to np. bezproblemowe pompowanie lub zastosowanie w technologii natryskowej.

ECC jest kompozytem, który wyróżnia się przede wszystkim wyjątkowymi właściwościami mechaniczno-fizycznymi. Jest o około 40% lżejszy od zwykłego betonu, odporny na warunki pożarowe. Ponadto charakteryzuje się odpornością na uderzenia, dużą odkształcalnością przy zginaniu (do 5%) z jednoczesnym, niemal dwukrotnym wzmocnieniem w stosunku do naprężeń rysujących, wytrzymałość na ściskanie wynosi 30-70MPa [18].

Kluczem są włókna – w przeciwieństwie do kruszywa – potrafią w miejscu pęknięcia przenosić naprężenia na inne części kompozytu. Cechuje je wysoki moduł Younga – do 40GPa, oraz bardzo wysoka wytrzymałość na rozciąganie na poziomie 900-1600MPa przy wydłużeniu rzędu 6-10% [18]. Dzięki temu uzyskuje się korzystny efekt wielu mikropęknięć o szerokości nie większej niż 0,1mm i tym samym możliwość uzyskiwania znaczących ugięć.



Rys.6. Zachowanie ECC podczas testu czteropunktowego zginania; [17]

Ten elastyczny kompozyt wykorzystuje się przy budowlach szczególnie narażonych na pękanie (np. przez oddziaływania sejsmiczne). Może on także stanowić dodatkowe zabezpieczenie dla zbrojenia przed dostępem wody i soli. Sprawdza się także w przypadku wzmacniania konstrukcji i uzupełniania ubytków w budowlach – przeważnie drogowych, mostowych, hydrotechnicznych i wszelkich innych betonowych. Zastosowano go np. przy budowie mostu Mihara Bridge w Hokkaido w Japonii o długości jednego kilometra.

3. Podsumowanie

Obiecujące badania, różnorodność pomysłów, rozwijający się asortyment materiałów budowlanych – włókien, domieszek, dodatków wróżą znakomity rozwój ciągliwych i rysoodpornych fibrokompozytów cementowych. Należy jednak pamiętać, że omawiane technologie są raczej drogie, a uzyskana ciągliwość i wzrost wytrzymałości na zginanie, na chwilę obecną, najczęściej nie rekompensują ponoszonych kosztów.

Literatura

- [1] Jamróży Z.: Beton i jego technologie. Warszawa, PWN, 2005.
- [2] Hajduk P.: Projektowanie podłóg przemysłowych. Warszawa, PWN, 2013.
- [3] Glinicki M. A.: Beton ze zbrojeniem strukturalnym. *XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*. Szczyrk, 2010, s.279 – 308.
- [4] Brandt A. M. Zastosowanie włókien jako uzbrojenia w elementach betonowych. *Dni betonu*, Wisła, 2010.
- [5] Logoń D.: Safe cement SRCC paste composites, *Brittle Matrix Composites 10*. Warszawa, 2012.
- [6] Logoń D.: Hybrid Reinforcement in SRCC Concrete,
- [7] Logoń D.: The rope effect in FPFRC cement composites, Brno, Czechy: Non-Traditional Cement and Concrete Conference, 2011.

- [8] Czuliński P.: Zbrojenie stropów metalowymi zapałkami, czyli o konstruowaniu z fibrobetonu, *II Konferencja Studentów i Doktorantów Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej*, Szklarska Poręba, 2013.
- [9] Destree X.: Betonowe konstrukcje budowlane zbrojone włóknami stalowymi. *Inżynier budownictwa*. 2012, Nr 100, s. 48-50.
- [10] Bywalski C., Kamiński M., Morga K.: Wpływ zawartości włókien stalowych w betonie na jego cechy plastyczne. *Dni betonu*, Wisła, 2010.
- [11] Balbus L., Bywalski C., Kamiński M., Trapko T.: Model Rozkładu włókien na długości elementu fibrobetonowego, *Materiały Budowlane*, 2006, Nr 9(60), s8-9
- [12] Bywalski C., Kamiński M.: Analysis of long steel fiber distribution in fiber reinforced concrete beams. *The 10th International Conference*, Wilno, 2010.
- [13] Schneider B. Mondragon R.: Design and construction techniques for SIFCON, New Mexico, 1989.
- [14] Katzer J.: Współczesne fibrokompozyty cementowe, *Inżynier budownictwa*. 2009, Nr 58
- [15] Cuskun H.: Construction of SIMCON retrofitted reinforced Concrete Columns, Raleigh, 2002
- [16] Li V. C.: Engineered Cementitious Composites for Structural, ASCE J. Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No 2.
- [17] Li V.C.: An Engineer's Dream. *The Concrete Producer*, 2006, Nr listopadowy, s. 48-49.
- [18] Judit P.Z.: Poly Vinyl Alcohol Fiber Reinforced Engineered Cementitious Composites, *TDK Konferencja*, Budapest University of Technology and Economics, 2004.
- [19] Li V.C.: An Bendable Composites. *Structure magazine*, 2006, Nr lipcowy, s. 45-48.

DURABLE CONCRETE, AND ADDITIONALLY DUCTILE AND CRACK-RESISTANT

Summary

In the introduction are defined terms that are seen in the title. In the following section are discussed various types of cement-based composites, which exhibit ductility and crack-resistance. It was started with composites, that are the most similar to the composition of ordinary concrete as FRC, HPFRC and UHPFRC. Presented sequentially SIFCOM technology. Finally, attention is given to the composite ECC. In each case, characterized by a general recipe mixes, was formulated the main features and were listed applications.



silikaty, odporność ogniowa, dodatki, modyfikacje

Wioletta GAJOS¹

ODPORNOŚĆ OGNIOWA MATERIAŁÓW SILIKATOWYCH I SPOSOBY JEJ ZWIĘKSZANIA

Ognioodporność i odporność na ogień materiałów budowlanych, a w szczególności przeznaczonych do wznoszenia ścian konstrukcyjnych i działowych ma niebagatelne znaczenia dla bezpieczeństwa ludzi. Materiały przeznaczone do budowy konstrukcji budynków przechodzą przez restrykcyjne badania, w celu określenia ich zachowania w czasie pożaru. Badania ogniowe są wykonywane w celu określenia, które z materiałów spełnią odpowiednie wymagania. Stąd niezwykle istotna dla społeczeństwa funkcja badaczy zagrożeń i sposobów radzenia sobie z nimi. Opierając się na tradycyjnych, sprawdzonych materiałach warto jest zwrócić uwagę na możliwość modyfikacji składu. Wciąż trwają próby udoskonalania właściwości pod kątem zwiększenia ognioodporności. Spośród szerokiej gamy wyrobów oferowanej przez rynek na pierwsze miejsce wysuwają się zdecydowanie silikaty oraz beton komórkowy. Ich skład jest prosty, a gwarancja bezpieczeństwa na wysokim poziomie.

1. Silikaty, a beton komórkowy

Cegła silikatowa, potocznie nazywana silikatami, bądź też cegłą wapienno-piaskową, czy też wapienno-krzemianową jest to materiał budowlany wolny od zanieczyszczeń chemicznych. Wyprodukowane wyłącznie z ekologicznych surowców, otrzymywany jest z mieszaniny zmielonego piasku kwarcowego (90-92% masy), wapna palonego (5-8% masy) i wody. Otrzymaną masę poddaje się procesowi autoklawizacji, czyli formuje się pod ciśnieniem 16 atmosfer i poddaje obróbce hydrotermalnej przegrzaną parą wodną. Pod działaniem ciśnienia następuje silne połączenie krzemionki z wapnem, w wyniku którego powstają nierozpuszczalne krzemiany wapnia CaSiO_3 , a po pewnym czasie w wyniku reakcji chemicznej powstaje węglan wapnia CaCO_3 . Wapno w wyniku reakcji chemicznej wiąże się z dwutlenkiem krzemu SiO_2 , który jest głównym składnikiem piasku stosowanego do produkcji cegieł silikatowych. Temperatura w autoklawach wynosi około 200°C . Otrzymany materiał cechuje się wysoką spoiwością i twardością oraz jasną barwą, choć barwę w prosty sposób można zmienić za pomocą pigmentów. Zaletą tradycyjnych wyrobów silikatowych jest ich znaczna wytrzymałość na ściskanie, mrozoodporność oraz stosunkowo niska cena. Wyroby silikatowe z uwagi na ich skład należą do grupy elementów ściennych określanych, jako przyjazne dla środowiska

¹ Studentka Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej.

i charakteryzujących się niską zawartością pierwiastków promieniotwórczych. Zaraz za nimi uplasował się pod tym względem jedynie beton komórkowy.

Silikaty spełniają wymogi stawiane materiałom konstrukcyjnym, a wszelkie modyfikacje prowadzone są zgodnie z wymaganiami. Niegdyś wyroby silikatowe stosowane były najczęściej do budowy wiat i budynków gospodarczych, ponieważ uważano je za materiały 'mokre' z uwagi na fakt, że szybko chłoną wodę. Co prawda wyroby silikatowe chłoną wodę szybko, ale jedynie 16% w stosunku do swej masy, co na tle innych materiałów ściennych chłonących 24% wody w stosunku do swej masy, jest dobrym wynikiem. Z uwagi na swą znaczną wytrzymałość (15-20 MPa) silikaty są współcześnie stosowane na szeroką skalę w krajach takich jak: Skandynawia, Włochy, Holandia, Hiszpania, Francja, Wielka Brytania, Niemcy czy Rosja. Ich duża masa sprawia, że odznaczają się wysoką izolacyjnością akustyczną. [1]

W budownictwie mieszkaniowym dużą wagę przywiązuje się do odporności ogniowej. Bloki wapienno-piaskowe charakteryzują się klasą reakcji na ogień A1, co oznacza, że są materiałem całkowicie niepalnym. Dodatkowo ściana z silikatów o grubości zaledwie 15 cm jest w stanie zachować swoją nośność, szczelność i izolacyjność przez ponad 240 minut przy pełnym obciążeniu ogniowym. Silikaty oraz beton komórkowy z uwagi na zawartość wapna posiadają wysoką odporność na korozję biologiczną, dlatego można je stosować w pomieszczeniach odznaczających się silnym odczynem zasadowym. Zapewniają przyjazny klimat, chroniąc tym samym przed rozwojem grzybów i flory bakteryjnej. [3] Wyroby silikatowe i beton komórkowy powstają w procesie autoklawizacji, jednak różnią się składem i technologią. Beton komórkowy w odróżnieniu od wyrobów silikatowych w swoim składzie zawiera dodatkowo cement, spoiwo o dużej ilości pierwiastków szkodliwych dla człowieka, choć producenci gwarantują dopuszczalną ich ilość w składzie wyrobów. Ponadto beton komórkowy ma średnio o połowę w stosunku do silikatów mniejszą wytrzymałość na ściskanie. Beton komórkowy jest to materiał budowlany, rodzaj lekkiego betonu otrzymywanego poprzez wprowadzenie gazu, zwykle powietrza pod odpowiednim ciśnieniem do plastycznej mieszanki cementowej, w wyniku czego powstają w nim jednorodne pory, zwane komórkami.

Instytut Techniki Budowlanej przeprowadził badania odporności ogniowej ścian murowanych z betonu komórkowego. Badano ściany różnej grubości, o wysokości 3m i szerokości 1,77÷3,28m. Klasyfikację ogniową ścian prowadzono w odniesieniu do norm PN-90/B-02851 oraz PN-B-028511:1997. W odniesieniu do ścian osłonowych i działowych (nieobciążonych), klasa odporności ogniowej F2 oraz EI 120 oznacza, że izolacyjność i szczelność ogniowa ściany nie jest mniejsza niż 120 minut. Analogicznie dla klas REI. Wyniki wskazują, że ściany murowane z elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego

spełniają wymagania stawiane materiałom budowlanym pod względem odporności ogniowej dla najwyższej klasy odporności pożarowej budynków [6, 7]. W 2013 roku przeprowadzono wstępne badania niskocementowego wysokoglinowego betonu ogniotrwałego dotyczące wpływu zawartości mikrokrzemionki na jego właściwości fizyczne, mechaniczne i termomechaniczne. Badania wykazały, że zwiększanie zawartości mikrokrzemionki prowadziło do obniżenia wody zarobowej w mieszance betonowej i do poprawy właściwości surowych próbek. Natomiast w przypadku próbek wysuszonych i wypalonych obserwowano zwiększenie wytrzymałości na ściskanie i gęstości pozornej oraz obniżenie porowatości otwartej wraz ze zwiększeniem zawartości mikrokrzemionki do 3–7% masy. Dalsze zwiększenie ilości mikrokrzemionki w składzie próbek powodowało pogorszenie tych parametrów. Stwierdzono ponadto, że zwiększenie ilości dodatku mikrokrzemionki prowadziło do zwiększenia wytrzymałości na zginanie w temperaturze 1450°C i ogniotrwałości pod obciążeniem próbek betonu. Prawdopodobnie przyczyną było zwiększenie lepkości fazy ciekłej w wyniku wzbogacenia jej o dwutlenek krzemu. Modyfikacje wyrobów silikatowych mikrokrzemionką nie przyniosły pożądanych efektów.

2. Wymagania i klasyfikacja ogniowa

O wysokim standardzie mieszkań decyduje gwarancja, jaką dadzą mieszkańcom w ekstremalnych sytuacjach. Przy wyborze budulca korzystna jest umiejętność identyfikowania wyrobów mogących stworzyć potencjalne zagrożenie. Ognioodporność materiałów budowlanych jest uzależniona od wielu czynników. Cechą decydującą w klasyfikacji wyrobu jest zawartość materiałów organicznych. Ich zwiększona ilość zmniejsza odporność ogniową materiału. Polskie normy stawiają materiałom budowlanych podstawowe wymagania odnośnie odporności ogniowej, a także reakcji na ogień oraz klasy odporności pożarowej. Wykonanie testów ogniowych jest niezbędne do uzyskania krajowej Aprobaty Technicznej lub Europejskiej Oceny Technicznej oraz oznakowania CE. Klasyfikacja reakcji na ogień wskazuje, w jaki sposób wyrób przyczynia się do rozwoju pożaru, czyli jak szybko się pali i ile energii przy tym wytwarza. Badania reakcji na ogień przeprowadzane są na podstawie normy PN-EN 13501-1. Euroklasa reakcji na ogień jest kombinacją oznaczenia klasy podstawowej i dwóch uzupełniających. Podstawowa jest klasa wyrobu wskazująca, jak wyrób przyczynia się do rozwoju ognia. Najbezpieczniejszym wyborem jest produkt klasy A1 – oznaczającej produkty niepalne, do której kwalifikują się silikaty, a następnie A2 i B. Produkty znajdujące się w klasach C, D, E, F, badane w pomieszczeniu w skali naturalnej (RCT – Room Corner Test) doprowadzają do rozgorzenia, czyli gwałtownego, wybuchowego rozprzestrzeniania się ognia.

Dodatek A1 do normy EN 13501-1:2007 informuje o rozpatrywaniu trzech sytuacji badania wyrobu w warunkach pożaru w pomieszczeniu. Pierwszy etap obejmuje zapoczątkowanie pożaru wskutek zapalenia od małego płomienia. Drugi etap bada kierunek rozwoju pożaru, który może rozgorzeć, oddziałując także na posadzki sąsiednich pomieszczeń. W trzeciej fazie po rozgorzeniu palne wyroby mają udział w gęstości ogniowego obciążenia. Przy czym zakłada się, że materiały sklasyfikowane jako A1 nie mają udziału w fazie rozwoju pożaru ani w fazie pożaru rozwiniętego. Norma dodatkowo określa ilość i szybkość wytwarzania dymu, ponieważ w większości przypadków to on jest cichym zabójcą w przypadku pożaru. Bez konieczności wykonywania badań jest wiadome, że wyroby klasy A1 prawie nie wytwarzają dymu, a wyroby klasy E i F wytwarzają go bardzo dużo. Wyróżnia się następujące klasy emisji dymu: s1 – prawie bez dymu, s2 – średnia emisja i s3 – intensywna emisja dymu. Wyroby budowlane w zakresie od A2 do E bada się także na możliwość tworzenia płonących kropeł i cząstek, które mogą wywoływać szybsze rozprzestrzenianie się pożaru oraz oparzenia skóry. Poprzez skrócenie angielskiego odpowiednika: „*droplet*”, wyróżnia się trzy klasy: d0 – brak, d1 – niewiele oraz d2 – wiele płonących kropeł [8].

Czytając terminologię zawartą w PN-EN ISO 13943:2010, możemy znaleźć znaczenie odporności ogniowej definiowanej jako zdolność obiektu do spełnienia w ustalonym czasie wymagań, co do stateczności, i szczelności ogniowej, i izolacyjności ogniowej, i warunków określonych w badaniu odporności ogniowej. W zależności od badanego zakresu odporność ogniowa określa w jakim czasie konstrukcja lub element budynku spełnia wytyczone cechy, funkcje. Liczba w jej opisie, np. REI 30, oznacza czas, w jakim podczas pożaru element budynku spełnia swoje funkcje i określone wymagania odporności ogniowej [9].

Podstawowymi wymaganiami dla konstrukcji murowych w warunkach pożaru są: nośność (R) – zdolność do przejścia określonych oddziaływań podczas odpowiedniego scenariusza pożarowego, zgodnie ze szczegółowymi kryteriami, szczelność (E) – zdolność elementu oddzielającego konstrukcji budowlanej, poddanego oddziaływaniu pożaru z jednej strony, do zapobiegania przedostawaniu się płomieni i gorących gazów oraz do zapobiegania wystąpieniu płomieni po stronie nienagrzewanej, izolacyjność (I) – zdolność elementu oddzielającego konstrukcji, poddanego oddziaływaniu pożaru z jednej strony, do ograniczenia wzrostu temperatury powierzchni nienagrzewanej poniżej określonego poziomu. Uzupełniającymi kryteriami są: W – przepuszczalność promieniowania, M – odporność mechaniczna, C – samozamykalność, S – ograniczenie rozprzestrzeniania się dymu, G - odporność na pożar sadzy oraz K - zdolność do zabezpieczenia ogniochronnego [11].

W przypadku pożaru nominalnego kryterium nośności R uważa się za spełnione, gdy funkcja nośności zostaje zachowana przez wymagany czas oddziaływania pożaru. Kryterium izolacyjności I uznaje się za spełnione, gdy średni przyrost temperatury na całej powierzchni nie poddanej działaniu ognia nie przekracza 140 K oraz gdy maksymalny przyrost temperatury w dowolnym punkcie na tej powierzchni nie przekracza 180 K.

Czas, w którym badane elementy spełniają kryteria normowe jest podstawą klasyfikacji ogniowej elementów budynków. Dziennik Ustaw określa minimalną odporność ogniową poszczególnych części składowych budynku, aby cały obiekt mógł zostać zakwalifikowany do danej klasy odporności pożarowej. Wymagania określone są w poniższej tabeli. [4]

Tablica 1. Klasy odporności ogniowej

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku					
	gł. konstr. nośna	konstrukcja dachu	strop	ściana zewnętrzna ¹⁾	ściana wewnętrzna ¹⁾	przekrycie dachu
A	R 240	R 30	REI 120	EI 120	EI 60	RE 30
B	R 120	R 30	REI 60	EI 60	EI 30	RE 30
C	R 60	R 15	REI 60	EI 30	EI 15	RE 15
D	R 30	-	REI 30	EI 30	-	-
E	-	-	-	-	-	-

1) Jeżeli przegroda jest częścią głównej konstrukcji nośnej, powinna spełniać także kryteria nośności ogniowej R jak dla konstrukcji nośnej.

3. Metodologia

Przebieg badania oddziaływań termicznych pojedynczego płonącego elementu wyrobu wg PN-EN 13823 klasyfikującej ogniotrwałość wyrobu powinien odbywać się na minimum 6 próbkach reprezentatywnych. Pomieszczenie badawcze o wewnętrznych wymiarach 3,0 x 3,0m i wysokości 2,4m, należy wyposażyć w urządzenia do badań, system oddymiania i aparaturę pomiarową. Ściany pomieszczenia powinny być wykonane z niepalnych materiałów klasy A1 lub A2. Na wózku jezdnym umieszcza się prostopadle dwie części badanego elementu o wymiarach: krótkie skrzydło: 0,495m x 1,5m, długie skrzydło: 1,0m x 1,5m; z dokładnością do 5mm, maksymalna grubość to 0,2m. Rolę układu pomiarowego pełni analizator stężenia tlenu, dwutlenku węgla. Rejestrowane są parametry określające wydzielanie ciepła, szybkość rozprzestrzeniania się pożaru, stopień wydzielania dymu. Na podstawie zarejestrowanych danych wyznaczane są wartości parametrów klasyfikacyjnych. Standardowe silikaty zalicza się do produktów kl.A1, natomiast wyroby modyfikowane poddaje się analizie [2].

4. Wytrzymałość ogniowa materiałów konstrukcyjnych i silikatowych w świetle modyfikacji

Wyroby silikatowe spełniają dotychczasowe wymogi pod względem odporności na ogień i ognioodporności. Dzieje się tak dlatego, że już w procesie produkcji poddawane są obróbce hydrotermalnej czyli wspomnianemu już procesowi autoklawizacji w temperaturze 200°C. W ostatnich latach na skutek większej dbałości o środowisko i trendom wyznaczanym przez zjawisko jakim jest zrównoważony rozwój również wyroby silikatowe poddawane są licznym modyfikacjom. Proponowane modyfikacje przewidują udział domieszki maksymalnie do 7-10% modyfikatora w stosunku do ich masy (zwiększanie powoduje uwodnienie masy wapienno-piaskowej i obniżenie charakterystyk użytkowych). Modyfikuje się zarówno masę wapienno-piaskową, jak również całą technologię produkcji w celu zmniejszenia kosztów wytwarzania materiałów. Modyfikacje składu wyrobów silikatowych w warunkach laboratoryjnych prowadzi się na formach o wymiarach 4x4x16cm, a następnie wykonuje się standardowe bloczki w celu potwierdzenia trafności działań. Badania prowadzone są przez oddział ITB (Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie), choć z uwagi na wysokie koszty badań w Polsce, badania często prowadzone są w słowackich instytucjach.

Dotychczasowe modyfikacje składu wyrobów silikatowych nie wpłynęły lub znacząco nie wpłynęły na ognioodporność i odporność ogniową silikatów. W procesie modyfikacji należy szukać takich modyfikatorów, które w odpowiedni sposób będą reagować (lub nie) z krzemem lub wapnem. [2] Dokument normalizacyjny określa klasyfikację materiałów budowlanych w oparciu o procentową zawartość masy lub objętości jednolicie rozmieszczonych materiałów organicznych, które zmniejszają odporność ogniową wyrobu. Dla wyrobów wapienno-piaskowych zawartość ta nie jest większa od 1,0%, można więc deklarować klasę A1 bez konieczności wykonywania badań. Jeśli w składzie jest większa ilość materiałów organicznych należy klasyfikować zgodnie z EN 13501-1, w zakresie od A2 do F. Problem pojawia się w momencie, kiedy do mieszanki wapienno-piaskowej dodawane są związki organiczne. Wyniki prowadzonych badań modyfikacji składu chemicznego silikatów, po dodaniu zwiększonej ilości związków organicznych mimo dobrych wyników pozostałych właściwości, jak wytrzymałość na ściskanie, czy nasiąkliwość, świadczą o zróżnicowaniu odporności ogniowej. Zaobserwowano, że wraz ze wzrostem ich ilości ognioodporność może zmaleć nawet o kilka procent. Trudność w wykonaniu badań ogniowych polega często również na braku odpowiedniej liczby elementów do badań, bowiem często są to próby laboratoryjne.

5. Podsumowanie

Ognioodporność jest bardzo ważną cechą materiałów budowlanych. Odpowiedzialne budownictwo zakłada bowiem, że najważniejszy jest człowiek, jego życie i zdrowie. Skupiając się na elementach konstrukcyjnych widać rosnącą tendencję do stosowania wyrobów piaskowo-wapiennych. Zalety silikatów są docenione przez budowlanców i są z powodzeniem stosowane w całej Europie. Prostota ich wykonania, ekonomia produkcji, ekologia oraz wysokie walory użytkowe pozwalają przewidywać duże zastosowanie również w przyszłości. Dlatego ważne jest, aby ulepszać ich właściwości, szczególnie te mające bezpośredni wpływ na nasze bezpieczeństwo. Modyfikacje składu chemicznego silikatów świadczą o poprawie wielu właściwości, jednak niestety zawartość zwiększonej ilości związków organicznych powoduje zmniejszenie ognioodporności.

Literatura

- [1] Parker Philip M., Lilly E.: The 2006-2011 World Outlook for All Silica. Brick and Shapes Excluding Semi-Silica. INSEAD (Singapore and Fontainebleau, France) ICON Group International, Inc. 2005.
- [2] Dachowski R., Stępień A.: The impact of various additives on the microstructure of silicate products, *Procedia Engineering* 21, 1173-1178, 2011.
- [3] Dachowski R., Stępień A.: Structural modification of sand-lime blocks regarding their physical and mechanical features. 8th fib International, PhD Symposium in Civil Engineering. Kgs, Lyngby, Denmark, June 20-23, 2010, s.413-417.
- [4] Wojtasik P.: CB Building construction ceramics, Fire resistance of ceramic wall - research and design guidelines, Poznań: Cerambud, nr 3/2009.
- [5] PN EN 771 – 1, 2: 2011 „Wymagania dotyczące elementów murowych-Część 1, Część 2.
- [6] PN-90/B-02851 Ochrona przeciwpożarowa budynków. Metoda badania odporności ogniowej elementów budynków.
- [7] PN-B-028511:1997 Ochrona przeciwpożarowa budynków. Badania odporności ogniowej elementów budynku.
- [8] PN-EN 13501-1:2007 + A1:2009 Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków - Część 1: Klasyfikacja na podstawie badań reakcji na ogień
- [9] PN-EN ISO 13943:2010 Bezpieczeństwo pożarowe – Terminologia.

- [10] PN-EN 13823: 2010 Badania reakcji na ogień wyrobów budowlanych – Wyroby budowlane, z wyłączeniem posadzek, poddane oddziaływaniu termicznemu pojedynczego płonącego przedmiotu.
- [11] PN-EN 1363-2:2001 Badania odporności ogniowej – Część 2.

FIRE RESISTANCE OF SAND-LIME BRICKS AND WAYS OF INCREASING THE RESISTANCE

Summary

Responsible construction assumes that the most important are the people, their lives and health. Fire resistance of building materials, especially for erecting structural walls is of great importance for the people safety. Fire tests are performed to determine which materials fulfill the appropriate requirements. Among the wide range of products offered by the market in the first place stand out, silicates and aerated concrete. Advantages of silicates are appreciated by builders throughout Europe. The simplicity of perform, production economics, ecology and high functional advantages allows to predict widely used also in the future. Therefore, it is important to improve their properties, particular these having a direct impact on our security. Modifications of the chemical composition of silicates by an increase in the amount of organic compounds indicate the improvement of many properties, but unfortunately reduces fire resistance.

Opiekun naukowy: dr inż. Anna Stępień, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska

*badania termowizyjne, błędy wykonawcze*Nikoła GAWRON¹
Wojciech WOJACZEK²

WYKORZYSTANIE KAMERY TERMOWIZYJNEJ W BUDOWNICTWIE, W CELU IDENTYFIKACJI BŁĘDÓW WYKONAWCZYCH

Wymiana ciepła przez promieniowanie. Mostki termiczne, typowe błędy wykonawcze związane z ochroną cieplną budynków. Zastosowanie kamery termowizyjnej w praktyce, identyfikacja nieprawidłowości budowlanych na podstawie termogramów. Wady i zalety badania termowizyjnego oraz podsumowanie wykorzystania termowizji.

1. Wymiana ciepła przez promieniowanie

Promieniowanie jest przepływem ciepła, który odbywa się za pomocą fal elektromagnetycznych. Promieniowanie cieplne emitowane jest przez każdą materię o powierzchniowej temperaturze wyższej od zera bezwzględnego (-273°C). W przeciwieństwie do przewodzenia i konwekcji, promieniowanie cieplne nie wymaga obecności ośrodka materialnego pomiędzy ciałami, między którymi ciepło jest wymieniane i w związku z tym jest możliwe również w próżni. Promieniowanie elektromagnetyczne możemy opisać częstotliwością f , długością fali λ oraz prędkością c .

$$\lambda = \frac{c}{f} \quad (1)$$

Zakres temperatur spotykanych w budownictwie waha się w granicach od -30°C do +80°C. Dla takiego przedziału temperatur promieniowanie cieplne zachodzi w umownym zakresie długości fal od $\lambda=3,0$ do 50 μm (promieniowanie podczerwone) [1].

2. Badania termowizyjne

Badania termowizyjne znalazły liczne zastosowania w dziedzinach nauki, takich jak

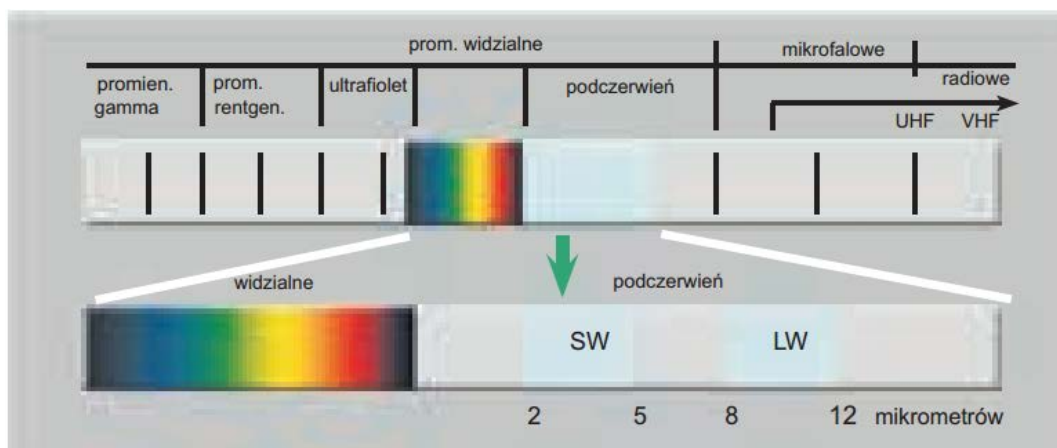
¹ Studentka I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej,

² Student I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

medycyna, elektronika, mechanika, automatyka, energetyka oraz budownictwo. Przykładowo kamery termowizyjne są wykorzystywane do wykrywania uszkodzeń i nieszczelności w instalacjach elektrycznych i sanitarnych, lokalizacji mostków termicznych, identyfikacji braków i usterek izolacji termicznej.

2.1. Kamera termowizyjna

Zasada działania kamery termowizyjnej opiera się na zjawisku promieniowania podczerwonego. Kamera termowizyjna rejestruje intensywność promieniowania w podczerwonej strefie widma elektromagnetycznego i zmienia je na obraz widzialny. Promieniowanie podczerwone leży pomiędzy widzialną a niewidzialną częścią widma elektromagnetycznego. Wyróżniamy dwa typy kamer ze względu na zakresy długości fal w jakich pracują. Kamery krótkofalowe SW (ang. *Short Wave*) pracują w zakresie od 2,0-5,0 μm , natomiast długofalowe LW (ang. *Long Wave*) działają w zakresie od 8,0 do 14,0 μm [2]



Rys. 1. Widmo fal elektromagnetycznych

Promieniowanie to przechodzi przez soczewkę i skupia się na detektorze, podobne zjawisko możemy zaobserwować przy świetle widzialnym skupiającym się na kliszy aparatu. Kamera termowizyjna umożliwia cyfrową rejestrację rozkładu temperatur. Na podstawie otrzymanych różnic promieniowania podczerwonego badanego obiektu tworzy obraz temperaturowy, zwany termogramem. Powstała mapa temperatur jest prezentowana graficznie, tj każdej temperaturze przypisywana jest inna barwa.

2.2. Zastosowanie termowizji w budownictwie

Termografia znajduje bardzo szerokie zastosowanie w samym budownictwie. Badania kamerą

termowizyjną należą do grupy badań nieniszczących (ang. *nondestructive testing* – NDT lub *thermographic nondestructive testing* - TNDT) Jest to metoda monitorowania i diagnostyki stanu technicznego budynków. W sposób nieinwazyjny i niekontaktowy można zidentyfikować termiczne uszkodzenia badanego elementu na podstawie rozkładu temperatury na jego powierzchni. Pozwoli to uniknąć pogłębiania się problemów i późniejszych związanych z tym wysokich kosztów naprawy usterek.

Zakres wykorzystania badań termowizyjnych jest bardzo szeroki i umożliwia identyfikację wielu problemów związanych z ochroną ciepłą budynków. Typowe zastosowania badań termograficznych w budownictwie:

- identyfikacja braków i defektów izolacji termicznej (badania od strony zewnętrznej i wewnętrznej), badaniom najczęściej poddawane są ściany, okna połacie dachowe, stropy nad nieogrzewanymi pomieszczeniami itp.
- znajdowanie nieszczelności, przez które przenika wiatr,
- lokalizacja zawilgoceń w izolacji termicznej, znajdowaniu przecieków w ogrzewaniu podłogowym, wykrywanie zalania wodą w dachu płaskim
- badanie instalacji grzewczych, wentylacyjnych oraz klimatyzacyjnych pod kątem nieszczelności i strat ciepła, lokalizacja przebiegu sieci ciepłowniczej w gruncie,
- ocena poprawności zamontowania stolarki okiennej i drzwiowej, kontrola jakości prac w budynkach poddanych termomodernizacji, renowacji obiektów,
- monitorowanie suszenia budynków,
- wykrywanie defektów w instalacjach elektrycznych.

Podczas badań termowizyjnych ujawnia się wiele usterek niewidocznych dla ludzkiego oka. Przykładowo nie jesteśmy w stanie zaobserwować ubytków w izolacji istniejącego i otynkowanego budynku. Z termogramu możemy z łatwością odczytać miejsce, w którym straty energii są większe niż w pozostałej części. Kamera termowizyjna pozwala nam na wykrycie błędów, wyciągnięcie wniosków dotyczących prawidłowości rozwiązań projektowych i dokładności wykonania elementów konstrukcji i wykończenia.

Instalacje ogrzewania, wentylacji i chłodzenia w budynkach wymagają kontroli i dobrego utrzymania. Za pomocą termowizji możemy zadbać o ich prawidłowe działanie i zidentyfikować problemy, które mogą to uniemożliwić. Jest to bardzo istotne ze względu na to, że nieprawidłowo działające instalacje mogą powodować pogorszenie jakości powietrza we wnętrzu budynku.

Każdy budynek zawiera również wiele instalacji elektrycznych. Składają się one z elementów, które mogą ulec awarii, powodując niebezpieczeństwo w postaci pożaru lub porażenia

prądem. Możemy temu zapobiec wykrywając problem wcześniej za pomocą wizualizacji temperatury.

Termowizja jest niezastąpionym narzędziem podczas remontów i renowacji budynków i zabytków. Różnice temperatur widoczne na termografach pozwalają na lokalizację rur instalacyjnych, co pozwala uniknąć niepotrzebnych zniszczeń. W przypadku obiektów zabytkowych za pomocą kamery termowizyjnej możemy uzyskać więcej informacji na temat konstrukcji znajdującej się pod zewnętrzną warstwą tynku. Umożliwia to także lokalizację miejsc odrywania się tynku od ścian we wczesnym stadium, co pozwala na podjęcie kroków w celu uniknięcia zniszczenia.

2.3. Warunki wykonywania pomiarów [3]

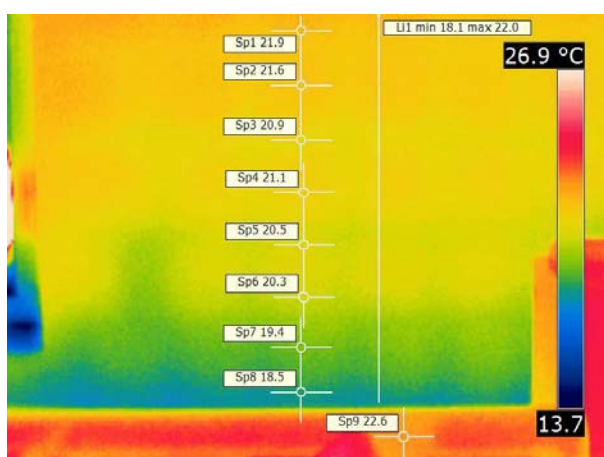
Aby rezultaty pomiarów termowizyjnych były wiarygodne, badania powinny być wykonywane w odpowiednich warunkach. Operator kamery termowizyjnej musi być świadomy jak różne materiały i okoliczności wpływają na odczyt temperatur.

Jednym z czynników wpływających na poprawność odczytów jest przewodnictwo cieplne. Niektóre materiały są zdolne do szybszych zmian temperatury niż inne, dlatego przed wykonaniem pomiarów należy się upewnić czy wcześniej nie wystąpiły znaczne zmiany temperatur środowiska, w którym znajdują się badane elementy. Bardzo ważne jest również ustawienie odpowiedniej emisyjności materiału. Jest to właściwość charakterystyczna dla każdego materiału, która pozwala nam na prawidłowy odczyt temperatury. Powinno się również zwracać uwagę na kąt pomiędzy normalną do badanej powierzchni i osią kamery termowizyjnej, ponieważ od tego zależy wartość współczynnika emisyjności badanej powierzchni. Badania wykonuje się pod kątem normalnym, jednakże kiedy nie jest to możliwe optymalnym kątem badania jest kąt 30° . W przypadku okien i fasad przeszklonych nie powinno badać się z kierunku normalnego do powierzchni [1].

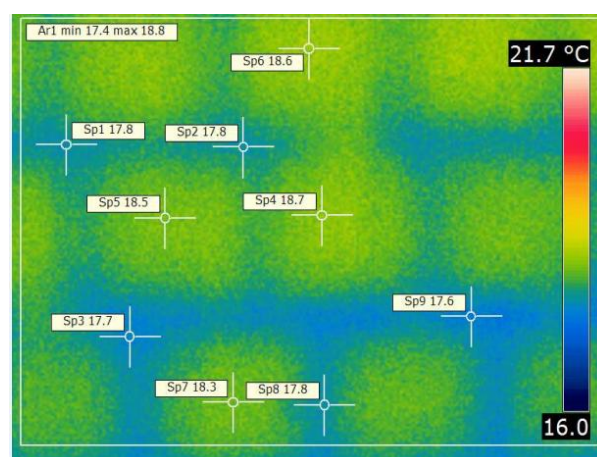
Warunkiem wymaganym jest różnica temperatury zewnętrznej i wewnętrznej minimum 15°C . W przeciwnym wypadku mogą nie zostać wykryte np. ubytki w izolacji termicznej. Duży wpływ na badanie budynku z zewnątrz może mieć działanie promieni słonecznych. Pomiar w miejscach nasłonecznionych i zacienionych mogą różnić się wiele godzin po zakończeniu ekspozycji na słońcu. Także warunki atmosferyczne takie jak deszcz i wiatr mają znaczny wpływ na odczyty, o czym powinna pamiętać osoba wykonująca pomiary.

2.4. Typowe błędy wykonawcze

Wielu wykonawców jest wciąż nieświadomych jakie straty energii mogą powodować błędy wykonawcze. Bardzo dobrym przykładem są powstające budynki jednorodzinne niepodpiwniczone o nieocieplonych ścianach fundamentowych, nieprawidłowo zamontowanych oknach, czy niedocieplonych nadprożach. W takich miejscach powstają liniowe mostki termiczne, przez które następują znaczące straty ciepła. Konserwencją może być też spadek temperatury poniżej punktu rosy skutkujący wykraplananiem się wilgoci w pomieszczeniach. Prowadząc badania termowizyjne można zwrócić uwagę, jak dużą rolę odgrywa dbałość o detale podczas projektowania i wykonywania budynku. Na poniższych termogramach przedstawiono niektóre standardowe błędy wykonawcze [4].

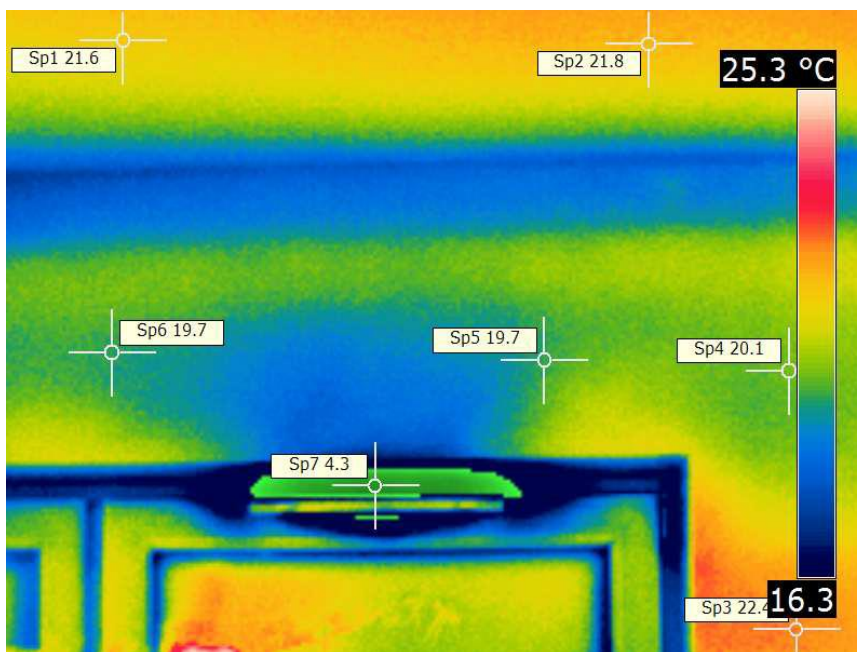


Rys. 2. Termogram nr 1



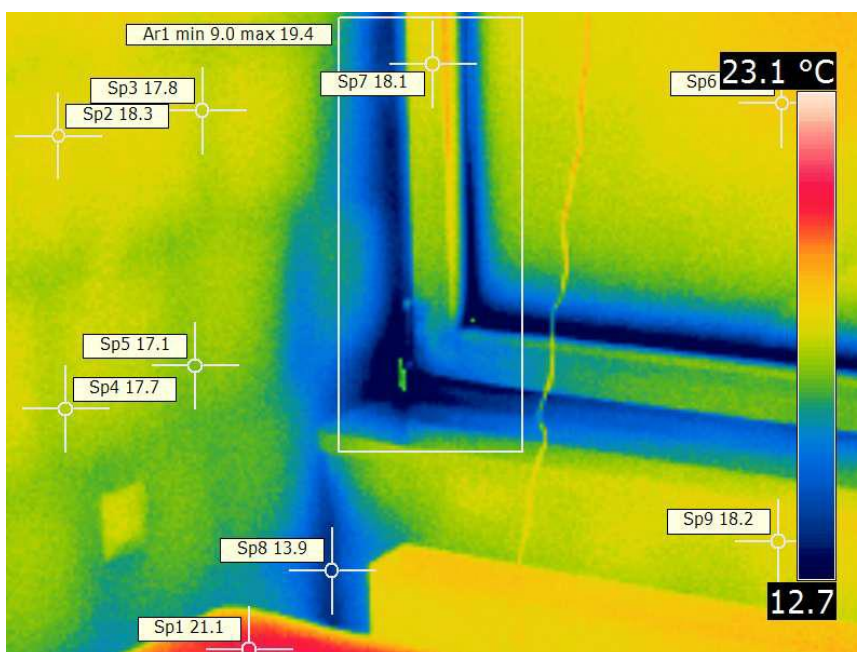
Rys. 3. Termogram nr 2

Na powyższym termogramie (Rys.2) przedstawiającym powierzchnię ściany możemy zauważyć znaczny spadek temperatury w kierunku podłogi – od 21,9°C przy stropie do 18,5°C przy podłodze. Spowodowane jest to prawdopodobnie niedostateczną lub brakiem izolacji termicznej fundamentów. W sposób oczywisty wpływa to na zwiększenie strat energii cieplnej. W celu zmniejszenia tego efektu należałoby wykonać izolację fundamentów. Kolejnym spostrzeżeniem jest widoczny obraz różnic temperatur na pustakach i łączeniach (Rys.3). W miejscach spoin powstają mostki termiczne. Jest to spowodowane tym, że spoiny zostały wykonane z zaprawy zwykłej cementowo – wapiennej, nie natomiast z systemowej zaprawy ciepłochronnej.



Rys. 4. Termogram nr 3

Na powyższym termogramie widzimy spadek temperatury o około 2°C w okolicach nadproża. Świadczy to o jego niedostatecznym dociepleniu i jest skutkiem powstania w tym miejscu mostka termicznego. Otwór wentylacyjny powoduje spadek temperatury poniżej punktu rosy.



Rys. 5. Termogram nr 4

Przy osadzeniu okna można zauważyć obszar spadku temperatury poniżej punktu rosy. Świadczy to o nieprawidłowym osadzeniu okna i nieprawidłowym dociepleniu naroża. Izolacja powinna nachodzić na węgierek, aby uniknąć takiej sytuacji.

3. Termowizja ocena badania

3.1. Wady, ograniczenia badań termowizyjnych

Termowizja pomimo swoich zalet niesie pewne ograniczenia w jej stosowaniu. Z poważniejszych problemów można wymienić:

- konieczność zapewnienia różnicy temperatur pomiędzy wnętrzem budynku mieszkalnego, a środowiskiem zewnętrznym na poziomie 10, 15 K, a nawet 20 K [1], taki wymóg oznacza, że badanie można przeprowadzić tylko w okresie zimowym,
- w przypadku pomiarów zewnętrznych, wymagane są bardzo sprzyjające warunki pogodowe: brak opadów atmosferycznych, mała prędkość wiatru,
- ze względu na zniekształcający wpływ promieniowania słonecznego na rozkład temperatur na zewnętrznych powierzchniach budynków, pomiary należy wykonywać przy braku nasłonecznienia, kilka godzin po zachodzie słońca, najlepiej przed świtem,
- ze względu na poziom skomplikowania przy badaniach termowizyjnych niezbędne jest doświadczenie pomiarowe i spora wiedza operatora kamery, w celu właściwej interpretacji wyników.

3.2. Zalety stosowania badań termowizyjnych

O przewadze badań termowizyjnych nad innymi metodami pomiarowymi świadczą między innymi poniższe cechy:

- umożliwia obserwację wartości temperatury równocześnie na całym badanym wycinku powierzchni obiektu,
- metoda nieniszcząca, nieinwazyjna,
- bardzo duża dokładność i szybkość pomiaru,
- metoda jest zdalna, dzięki temu nie trzeba się zbliżać do obiektów niebezpiecznych czy trudno dostępnych (instalacje przemysłowe, kominy),
- wynik badań nie jest zależny od dodatkowych elementów, np. termometru stykowego.

4. Wnioski

Po zagłębieniu się w temat można zauważyć, że przeprowadzenie samych pomiarów nie jest zbyt skomplikowane. Jednakże poprawna analiza i właściwa interpretacja wyników nie jest już sprawą tak prostą. W Polsce pierwsze badania termowizyjne przeprowadzono w połowie lat 70 ubiegłego wieku [1]. Dotychczas nie ustanowiono jednak uprawnień do wykonywania badań termowizyjnych, które to uprawnienia zostały wprowadzone w innych krajach. Brak jakichkolwiek obowiązkowych szkoleń prowadzi często do niewłaściwej interpretacji wyników co z kolei przekłada się na późniejsze błędne decyzje.

Literatura

- [1] Nowak H.: Zastosowanie badań termowizyjnych w budownictwie, Wrocław, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2012.
- [2] Zastosowanie termowizji w budownictwie i odnawialnych źródłach energii, materiały szkoleniowo-informacyjne firmy FLIR SYSTEMS.
- [3] Norma PN-EN 13187:2001.
- [4] Antos A.: Raport z badania, Rybnik, Energ-Dom, 2013.
- [5] Więck B., Strąkowski R.: Ilościowe aspekty zastosowania termowizji w budownictwie. Inżynier budownictwa. 2013, No. 2.

USAGE OF THERMAL IMAGING CAMERAS IN CIVIL ENGINEERING, IN ORDER TO IDENTIFY CONTRACTOR MISTAKES

Summary

The paper describes the use of thermovision in civil engineering. It says few words about heat exchange, including radiation. In main part, it presents how thermal imaging camera works, what conditions need to be fulfilled in order to make proper measurement of thermal properties. On the ground of few examples, typical mistakes, in executing the works on site, were presented, which were discovered thanks to thermal imaging camera. In the end, some advantages and disadvantages of thermovision were also presented. In conclusion authors, also allowed themselves, to present their opinion about usage of thermovision nowadays in Poland.

modernizacja, budownictwo mieszkaniowe, systemy wielkopłytkowe

Jagoda KAMIŃSKA¹
Maria WIATROWSKA²

REWITALIZACJA WIELKIEJ PŁYTY

Niniejszy referat przedstawia zarys oceny aktualnego stanu budynków mieszkalnych wykonanych w technologii wielkopłytkowej w Polsce pod kątem rewitalizacji oraz przedłużenia okresu ich użyteczności. Ponadto omówiono podstawowe problemy, jakie występują w tego typu obiektach, sposoby oceny ich stanu technicznego oraz stosowane w tym celu metody diagnostyczne. Praca zawiera też charakterystykę typowych rozwiązań modernizacyjnych.

1. Wprowadzenie

1.1. Potrzeba modernizacji budownictwa wielkopłytkowego w Polsce

Jak podaje rocznik statystyczny [1], w roku 2011 w Polsce znajdowało się 13,495 mln mieszkań, z czego 67% (9,106 mln) stanowią mieszkania zlokalizowane w miastach. Znaczną część miejskich zasobów mieszkaniowych stanowią obiekty wzniesione w technologii wielkopłytkowej oraz wielkoblokowej. Zakładając, że obecnie nie przybywa takich obiektów, można przyjąć, że stanowią one ponad 40% wszystkich mieszkań w polskich miastach. Dane te odzwierciedlają ogromne potrzeby modernizacji zasobów mieszkaniowych w Polsce.

1.2. Dlaczego warto modernizować budynki z wielkiej płyty?

Czas użytkowania wykonywanych w latach 70. budynków z wielkiej płyty był najprawdopodobniej szacowany na około 50-60 lat. Są to jedynie przewidywania, ponieważ okres ten nie był precyzyjnie i jednoznacznie określony na etapie projektowania. Dla użytkowanych obecnie obiektów z wielkiej płyty przewidywany czas użytkowania dobiega końca, a jedynym realnym rozwiązaniem tego problemu jest ich rewitalizacja. Z powodów ekonomicznych niemożliwe jest zastąpienie ich nowymi budynkami na przestrzeni kilkadziesiątu kolejnych lat.

¹ Studentka I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej,

² Studentka I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

Ponadto nie istnieje obecnie żadna inna koncepcja rozwinięcia budownictwa mieszkaniowego na tak dużą skalę.

Dużą zaletą istniejących już obiektów jest lokalizacja w obrębie miasta, co zapewnia mieszkańcom lepszą komunikację, dostęp do usług i ciekawsze otoczenie w porównaniu do większości nowo wznoszonych osiedli.

Wszystkie wymienione argumenty uzasadniają potrzebę przeprowadzenia niezbędnych, kompleksowych badań i analiz, pomagających ustalić w jakim stanie są aktualnie obiekty z wielkiej płyty. Dzięki temu możliwe będzie określenie zakresu wymaganych prac naprawczych i modernizacyjnych.

2. Rozwój systemów budownictwa wielkopłytkowego w Polsce na przestrzeni lat

Rozwój budownictwa wielkowymiarowego w Polsce rozpoczął się w połowie lat 50., kiedy w Nowej Hucie przy budowie wielorodzinnych budynków mieszkalnych zastosowano wielkowymiarowe prefabrykaty żużlobetonowe. Kolejnym etapem było wykorzystanie technologii wielkoblokowej – cegły żerańskiej na przełomie lat 1959-1960. Pierwszymi pojawiającymi się w naszym kraju technologiami wielkopłytkowymi były systemy PBU – Jelonki oraz system WUF-T. Wraz z końcem lat 60., nastąpił rozwój wielorodzinnego budownictwa mieszkaniowego w regionalnych systemach wielkopłytkowych: Wrocław – WWP, Poznań – Winogrody, Kraków – Domino, Warszawa – J. Systemy te operowały zestawami budynków typowych. Następnym krokiem rozwoju budownictwa wielkopłytkowego było powstanie dwóch systemów centralnych: OWT-67 i WUF-T, przewidzianych do stosowania na terenie całej Polski.

Przełomem w polskim budownictwie mieszkaniowym był konkurs na zaprojektowanie otwartego systemu budownictwa wielkopłytkowego, zorganizowany w 1967 roku przez Ministerstwo Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych. Rezultatem konkursu było stworzenie dwóch nowych systemów: szczecińskiego oraz W-70.

System szczeciński (rys. 1) charakteryzował się bardzo prostą konstrukcją oraz geometrią, wykorzystywał tylko dwie rozpiętości – 2,40 m i 4,80 m. Nie stosowano w nim typowych budynków i segmentów, a typoszereg prefabrykatów umożliwił stworzenie kilku typów mieszkań i budynków.

W systemie W-70 (rys. 2) nie stosowano typizacji budynków, segmentów i mieszkań. Zakładano, że budynki będą projektowane indywidualnie dla konkretnego zespołu mieszkaniowego, z wykorzystaniem możliwości, jakie dawał katalog typoszeregów prefabrykatów.

System ten, w stosunku do uprzednio opracowanych systemów, tworzył zupełnie nową jakościowo sytuację w budownictwie wielkopłytyowym [2], [3], [4].



Rys. 1. Budynki mieszkalne w systemie szczecińskim



Rys. 2. Obiekt w systemie W-70

3. Podstawy projektowania konstrukcji wielkopłytyowych

Kiedy w latach 60. w Polsce rozwijał się system prefabrykatów wielkowymiarowych, był on nową technologią, dla której nie stworzono ustaleń normowych. Projektowanie konstrukcji opierało się na doświadczeniu z realizacji zagranicznych oraz badaniach, które pozwoliły na opracowanie rozwiązań projektowych spełniających stawiane im wymagania. Dobra jakość budynków była uwarunkowana przede wszystkim prawidłowym wykonaniem prefabrykatów oraz właściwym montażem elementów na budowie. Istotną rolę odgrywało również użycie materiałów i wyrobów o odpowiedniej jakości. Podstawowym założeniem projektowym dla budynków wielkopłytyowych było nadanie konstrukcji sztywności przestrzennej poprzez zastosowanie sztywnych ścian poprzecznych i podłużnych, przechodzących przez całą wysokość budynku.

4. Uszkodzenia budynków wielkopłytyowych

W budynkach wykonanych w technologii wielkopłytywowej możemy rozróżnić dwie grupy uszkodzeń [5]. Grupę pierwszą stanowią uszkodzenia typowe, występujące w obiektach

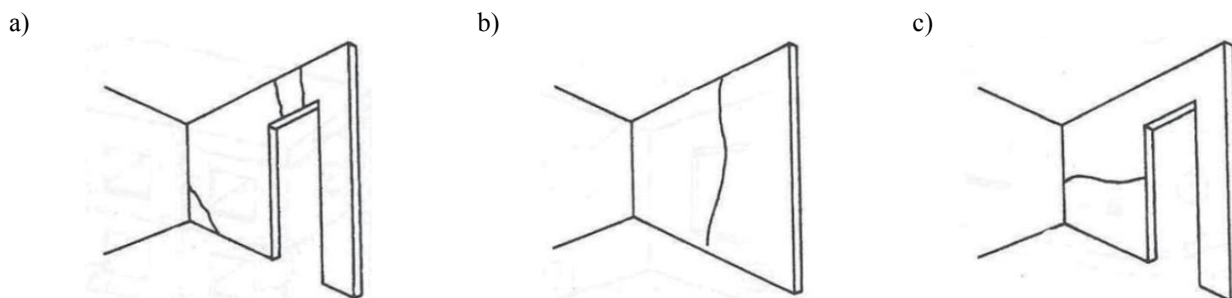
budowlanych niezależnie od technologii ich wykonania czy rodzaju zastosowanych materiałów. Do tej grupy należą wady wykończenia budynku, pokrycia dachu, obróbek blacharskich oraz usterki izolacji przeciwwilgociowych czy przeciwwodnych.

Do drugiej grupy uszkodzeń zaliczane są wady charakterystyczne dla budownictwa wielkopłytkowego, wynikające wprost z zastosowanej technologii i materiałów. Wyróżniamy tu uszkodzenia następujących elementów budynku:

- prefabrykatów ścian zewnętrznych (odpadanie warstwy fakturowej, zarysowania, spękania, przecieki wód opadowych, nadmierne zawilgocenie, przemarzanie)
- warstw ocieplenia (obniżenie własności izolacyjnych wywołane zawilgoceniem czy zmianą struktury materiału, odspajanie się warstwy izolacyjnej od pozostałych warstw) (rys. 3),
- spoin (ubytki na krawędziach, zbyt duża rozwartość szczelin pomiędzy prefabrykatami, brak uszczelnienia spoin),
- złączy (niepoprawnie wykonane połączenie prefabrykatów, nieszczelności, korozja stali),
- płyt stropowych (głównie klawiszowanie),
- ściennych elementów wewnętrznych (rysy, spękania) (rys. 4),
- stolarki (nieszczelność, niska izolacyjność cieplna, uszkodzenia mechaniczne),
- instalacji centralnego ogrzewania, gazowej, elektrycznej, wodno-kanalizacyjnej,
- wind i zsyków.



Rys. 3. Zawilgocenie ściany szczytowej budynku wielkopłytkowego



Rys. 4. Rysy w płytach ściennych spowodowane uszkodzeniami w czasie produkcji lub transportu:

a) w narożu i nadprożu, b) rysa pionowa, c) rysa pozioma

5. Diagnostyka, ocena stanu technicznego i wartości użytkowej istniejących obiektów wielkopłytowych

Rozważania na temat modernizacji budynku powinny być poprzedzone kompleksową analizą stanu technicznego i użytkowego obiektu oraz określeniem jego trwałości, niezawodności, stopnia zużycia i stopnia bezpieczeństwa. Dopiero na podstawie takiej oceny należy stworzyć koncepcję modernizacji obiektu oraz określić zakres prac remontowo – naprawczych.

Efektom oceny wszystkich wymienionych powyżej parametrów budynku jest ekspertyza, opisująca faktyczny stan obiektu – występujące uszkodzenia, rzeczywiste właściwości zastosowanych materiałów, a także zjawiska wpływające niekorzystnie na budynek. Istotne jest przedstawienie przyczyn występujących zmian, które można określić na podstawie badań oraz analiz teoretycznych.

Do badań obiektów z wielkiej płyty wykorzystuje się metody typowe dla diagnostyki konstrukcji. W pierwszej kolejności należy wymienić oględziny, pomiary i badania in situ. Kolejną grupę stosowanych metod stanowią badania laboratoryjne próbek pobranych z konstrukcji. Trzecia kategoria to badania nieniszczące, które są najwłaściwsze w przypadku użytkowanych obiektów wielkopłytowych. Spośród tej grupy możemy zastosować metody sklerometryczne i akustyczne, służące ocenie wytrzymałości betonu. Metody akustyczne, wraz z radiologicznymi, można również wykorzystać do oszacowania wymiarów elementów oraz lokalizacji wad i uszkodzeń. Do ustalenia usytuowania zbrojenia można posłużyć się metodami elektromagnetycznymi, radiologicznymi i elektrycznymi. Do pomiaru wilgotności można z kolei użyć metody chemicznej i fizycznej.

Kluczowe znaczenie dla oceny stanu technicznego obiektu powinno mieć bezpieczeństwo konstrukcji, które należy wykazać obliczeniowo, uwzględniając przy tym specyfikę tej technologii, to jest wpływ złączy na sztywność tarcz stropowych i tarcz ściennych.

Kolejnym elementem oceny budynku jest kontrola spełnienia stanu granicznego użytkowości. Należy upewnić się, że w konstrukcji nie występują lokalne uszkodzenia (w tym rysy), wpływające negatywnie na trwałość i wygląd obiektu. Kontrola powinna również podlegać odkształcenia i przemieszczenia.

Oprócz bezpośredniego zbadania nośności oraz użytkowości konstrukcji, należy również przeanalizować zużycie konstrukcji na trzech płaszczyznach. Pierwszym aspektem jest zużycie techniczne, wynikające wprost z wieku budynku, właściwości zastosowanych materiałów, jakości wykonawstwa itd. Drugą kategorię stanowi zużycie funkcjonalne, czyli odniesienie zastosowanych w obiekcie rozwiązań użytkowych do aktualnie preferowanych (tzw. ocena nowoczesności).

Trzecim aspektem zużycia jest zużycie środowiskowe, wynikające ze zmian (dokonanych lub planowanych) w otoczeniu budynku, które mogą powodować uciążliwość korzystania z obiektu.

Dopiero na podstawie tak przeprowadzonej, wnikliwej analizy wszystkich czynników wpływających na stan budynku, należy wyciągnąć wnioski dotyczące dalszego bezpiecznego użytkowania konstrukcji, możliwości usunięcia istniejących wad i uszkodzeń oraz zmniejszenia tendencji do pojawiania się kolejnych w przyszłości.

6. Możliwości modernizacji budynków z wielkiej płyty

Omawiając możliwości modernizacji budynków z wielkiej płyty warto zacząć od rozróżnienia terminów modernizacji technicznej obiektu i rehabilitacji zespołów mieszkaniowych. Modernizacja techniczna polega na poprawie instalacji, dociepleniu ścian zewnętrznych, poprawieniu stanu elewacji, warstw podłogowych i ścianek działowych, a także obejmuje wszystkie inne prace nieingerujące w konstrukcję nośną budynku. Rehabilitację należy rozumieć jako poprawę jakości środowiska zamieszkania. Pojęcie to opisuje szeroki wachlarz działań związanych z budynkiem oraz jego otoczeniem, jednak z punktu widzenia konstruktorów budownictwa należy je odnieść do zmiany rozwiązań funkcjonalno-użytkowych mieszkań, czyli do procesu oddziałującego w sposób znaczący na konstrukcję nośną obiektu budowlanego.

Szeroko stosowaną metodą modernizacji technicznej budynków wzniesionych przy użyciu wielkiej płyty, jest zwiększenie izolacyjności ścian zewnętrznych. Niestety wiąże się to ze zwiększeniem obciążenia połączeń warstwy wewnętrznej z zewnętrzną. Należy więc pamiętać o wzmocnieniu tych połączeń przy użyciu dodatkowych łączników stalowych. Zabieg docieplania ścian z wielkiej płyty ma również na celu dodatkową ochronę elementów betonowych, a także wszystkich ich złączy przed korozją. W parze z termomodernizacją budynku często idzie zmiana jego estetyki. W ciągu kilkudziesięciu lat można było zaobserwować trzy podejścia do wyglądu elewacji bloków. Cechami charakterystycznymi fazy I (rys. 5a), obejmującej pierwsze remonty, były bunt, krytyka i protest wobec wielkiej płyty jako symbolu systemu politycznego. Objawiało się to silną potrzebą zniwelowania kształtu istniejących budynków i nadania im nowego wizerunku. Na blokach malowano imitacje dachów dwuspadowych jako nawiązanie do kamienic miejskich, mające na celu optyczne zmniejszenie skali bloku czy zerwanie z anonimowością. Obecnie obserwujemy rozwój fazy II (rys. 5b), w której elewacje budynków stały się spokojne i zrównoważone, z większym wyczuciem estetycznym. Stosowane są mocne lub stonowane kolory, dominują pasy pionowe i poziome, dostrzec można więcej elegancji i staranniejszy dobór barw, ale co najważniejsze zwraca się uwagę na podkreślenie walorów budynku. Przewiduje się, że

w niedalekiej przyszłości rozpocznie się faza III (rys. 5c), powracająca do estetyki neomodernizmu, co będzie się wiązać z zastosowaniem najnowszych materiałów i systemów okładzinowych. Przy wykorzystaniu odpowiednich kompozycji elewacyjnych, powstanie atrakcyjna w wyrazie współczesna architektura.



Rys. 5. Ewolucja elewacji budynków wielkopłytowych: a) faza I, b) faza II, c) faza III

Ze zwiększeniem izolacyjności ścian zewnętrznych budynków łączy się często wymiana okien. Konieczne jest wtedy zadbanie o właściwą i sprawnie działającą wentylację mieszkań, gdyż przy starej stolarce znaczna część wentylacji odbywała się właśnie dzięki nieszczelnościom okien.

Do rehabilitacji zespołów mieszkaniowych zaliczyć można: przekształcenie układów funkcjonalnych mieszkań i ich łączenie w granicach określonych przez bezpieczeństwo konstrukcji, nadbudowę dodatkowych kondygnacji, dobudowę loggi i obudowę balkonów, zmiany kształtu dachu, przebudowę wejść do budynków i klatek schodowych, dostosowanie ich do potrzeb osób niepełnosprawnych.

Powszechnym rozwiązaniem stosowanym podczas rehabilitacji jest nadbudowa czy zmiana kształtu dachu, co pozwala na stworzenie nowych powierzchni mieszkalnych lub mieszkań dwupoziomowych. W obu przypadkach wiąże się to z koniecznością przeprowadzenia obliczeń, które sprawdzą, czy ściany nośne, fundamenty, a także strop ostatniej kondygnacji bezpiecznie przeniosą zwiększone obciążenia. W celu ograniczenia dodatkowego obciążenia zalecane jest korzystanie z lekkich materiałów budowlanych.

By urozmaicić monotonne elewacje budynków z wielkiej płyty można wykonać loggie lub dodatkowe balkony z niezależną konstrukcją wsporczą.

7. Podsumowanie

Stopień zaspokojenia bieżących potrzeb mieszkaniowych w Polsce nie pozwala na poważne rozważanie propozycji masowej rozbiórki obecnie używanych budynków mieszkalnych

wykonanych w technologii wielkopłytywnej. Według aktualnych szacunków, w budynkach z wielkiej płyty mieszka około 12 mln osób, którym należałoby zapewnić nowe lokale mieszkalne, co jest obecnie niewykonalne. Alternatywą jest więc modernizacja obiektów istniejących. Działania takie są ekonomicznie uzasadnione, jeśli całkowite koszty przedsięwzięcia ocenione zostały na 25-60% ceny wzniesienia nowego budynku mieszkalnego.

Za przeprowadzaniem modernizacji budynków z wielkiej płyty przemawia również fakt, że pomimo niedużej powierzchni mieszkań, wysokości pomieszczeń mniejszej niż we współcześnie powstających budynkach oraz niskiej jakości użytych materiałów i wykonawstwa, na rynku nieruchomości nadal cieszą się one dużym zainteresowaniem. Przyczyną takiego stanu rzeczy jest lokalizacja osiedli wielkopłytowych blisko centrów miast, dobra komunikacja oraz rozwinięta infrastruktura społeczna i handlowo-usługowa.

Literatura

- [1] Rocznik statystyczny GUS 2013.
- [2] Praca zbiorowa: Systemy budownictwa mieszkaniowego i ogólnego: W-70, Szczeciński, SBO, SBM-75, WUF-T, OWT-67, WWP. Warszawa, Arkady, 1974.
- [3] Dzierżewicz Z., Starosolski W.: Systemy budownictwa wielkopłyty w Polsce w latach 1970-1985. Warszawa, Oficyna Wolters Kluwer Business, 2010.
- [4] Wierzbicki S., Sieczkowski J.: Problemy budownictwa wielkopłyty. Część 1: Geneza technologii i podstawy projektowania konstrukcji, *Builder*. 2013, Nr 10, s.58-62.
- [5] Sobczak-Piąstka J., Podhorecki A.: Problemy diagnozowania stanu technicznego i modernizacji budynków z wielkiej płyty, *Inżynier budownictwa*. 2014, Nr 2, s.78-86.

REVITALIZATION OF LARGE-PANEL SYSTEM BUILDINGS

Summary

The paper presents the draft of large-panel system buildings' technical condition's assessment, the idea of modernization of buildings erected with the use of this system and possibilities to extend period of their serviceability. The basic problems appearing in such constructions, ways to evaluate their technical condition and conducted for this purpose diagnostic examinations are also analyzed here. Moreover, the paper describes typical solutions used in discussed buildings' modernization.

*wzmocnienia, FRP, zginane elementy żelbetowe*Wojciech KAZEK¹

WPLYW UKSZTAŁTOWANIA WZMOCNIENIA KOMPOZYTOWEGO NA EFEKTYWNOŚĆ PRACY ŻELBETOWYCH ELEMENTÓW ZGINANYCH

Zakresem poniższej pracy jest omówienie i analiza wpływu sposobu kształtowania kompozytowego wzmocnienia na pracę żelbetowych elementów zginanych (belek). Podstawą pracy są wyniki badań przeprowadzonych przez autorów licznych prac naukowych, które zamieszczono w bibliografii. Praca stanowi próbę swoistego podsumowania i usystematyzowania wniosków, wynikających z ww. badań. Zamieszczono w niej skrócone wyniki z kilku reprezentatywnych badań, a następnie dokonano analizy wpływu ukształtowania stosowanych powszechnie wzmocnień.

1. Wstęp: stosowanie materiałów kompozytowych

Materiały kompozytowe FRP (Fibber Reinforced Polymer) stosowane powszechnie do wzmocnień konstrukcji budowlanych to przede wszystkim włókna węglowe (C), włókna aramidowe (A) oraz włókna szklane (G). Najpopularniejsze z nich są kompozyty węglowe czyli CFRP. Włókna tych materiałów są zatapiane w matrycy epoksydowej, która stanowi do 70% objętości kompozytu. Do wzmocnień najczęściej stosuje się: płaskie laminaty (taśmy) o grubości do 1,4mm i szerokości do 120mm, wiotkie maty (stanowiące luźne włókna spięte w poprzek włóknami polipropylenowymi) grubości 0,13mm i szerokości 300 lub 600mm oraz kształtki (laminaty kątowe) o grubości 1,2mm, szerokości 40mm i długości boków do 1000mm. [2]

Warunkiem możliwości zastosowania tego rodzaju wzmocnienia jest odpowiedniej jakości beton, który w próbie pull-off musi spełniać wymóg minimum 1,5MPa wytrzymałości. Niezbędne jest również odpowiednie przygotowanie powierzchni betonu pod klejenie laminatu.

Najważniejszymi cechami kompozytów CFRP, decydującymi o ich przydatności w budownictwie są: wysoka wytrzymałość na rozciąganie (do 3200MPa), odporność korozyjna, brak właściwości magnetycznych, odporność zmęczeniowa, niewielki ciężar własny, prostota aplikacji. [3] Z kolei, ich wady, które utrudniają stosowanie to: brak rezerwy plastycznej przy rozciąganiu (gwałtowność zniszczenia), mała odporność ogniowa (ze względu na obecność żywicy), różnica w rozszerzalności termicznej kompozytu i betonu oraz wysoki koszt materiałów.

¹ Student I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

Elementy zginane wzmocnione materiałami CFRP wykazują możliwość wystąpienia kilku sposobów zniszczenia wynikające z różnych przyczyn [3]: zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej, zerwanie taśmy, lokalne odspojenie otuliny w okolicy końca taśmy, odspojenie taśmy w strefie przypodporowej na skutek ścinania, odspojenie taśmy w obszarze maksymalnego momentu zginającego, lokalne odspojenie wynikające z nierówności powierzchni betonu.

2. Omówienie wyników analizowanych badawczych prac naukowych

2.1. Badania Renaty Kotyni [2]

Badaniu poddane zostało 10 belek jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych o rozpiętości 4200mm, stopniu zbrojenia 0,008, obciążonych dwiema siłami skupionymi o rozstawie 1400mm. W belkach I serii (6 belek) zastosowano, oprócz zbrojenia taśmami o włóknach zgodnych z osią belki, kształtki i maty o kierunku włókien prostopadłych do osi. Natomiast w belkach II serii wszystkie wzmocnienia miały kierunek włókien równoległy do osi. Jedna z belek została wzmocniona pod wstępnym obciążeniem. Wszystkie belki zostały zniszczone poprzez odspojenie materiałów kompozytowych. W belkach I serii następowało ono w obszarze czystego zginania i postępowało w kierunku jednej z podpór, szczególnie dla belki wzmocnionej kształtkami w obszarze czystego zginania, w której po odspojeniu taśmy do miejsca ostatniej kształtki w kierunku podpory, nastąpiło gwałtowne odspojenie pozostałego odcinka taśmy. Maty w belkach II serii opóźniły zniszczenie belki i złagodziły jego przebieg.

Tablica 1. Zestawienie wyników stopnia wzmocnienia i odkształcenia w momencie zniszczenia

Seria	Oznaczenie	Sposób wzmocnienia belki	Stopień wzmocnienia	ε [%]
I	B-08/S	Taśmy	1,37	6,17
	B-08/M	Taśmy	2,03	5,06
	B-08/Sm	Taśmy i maty prostopadłe	1,48	6,60
	B-08/Mm	Taśmy i maty prostopadłe	2,21	5,48
	B-08/Sk	Taśmy i kształtki	1,48	8,64
	B-08/Mk	Taśmy i kształtki	2,18	5,65
II	B0-08/Smb	Taśmy i maty równoległe, belka wzmocniona pod obciążeniem	1,91	7,63
	B-08/Smb	Taśmy i maty równoległe	1,98	7,68
	B-083m	3 warstwy maty na spodzie	1,55	6,81
	B-083mb	2 warstwy maty na spodzie, 1 na boku	2,14	8,42

Wyniki badań, w których za główny parametr oceny skuteczności wzmocnienia przyjęto stosunek siły niszczącej elementu wzmocnionego do analogicznego elementu niewzmocnionego, pokazują, że zastosowanie kształtek czy mat o układzie włókien prostopadłych do osi belki,

charakteryzuje bardzo nieznaczny wzrost skuteczność wzmocnienia w porównaniu do wzmocnienia samymi taśmami. Z kolei, maty o włóknach równoległych dały większy przyrost nośności, przy czym najkorzystniejszy wpływ miało zastosowanie tych mat zarówno na dolnej, jak i bocznych powierzchniach. Wyniki wykazały również niewielki wpływ wzmocnienia pod obciążeniem dla tego przypadku (obciążenie stanowiło jedynie 50% niszczonego). Jeżeli chodzi o wpływ wzmocnienia na użyteczność belki, należy zauważyć, że stosowanie kształtek zmniejszyło sztywność elementu ze względu na wycinanie betonu pomiędzy nimi oraz spore zwiększenie sztywności uzyskiwane poprzez stosowanie mat na bocznych powierzchniach, które powodują również przesunięcie się rys w strefę podpór.

2.2. Badania Eweliny Kusy [4]

Badanie przeprowadzono na belkach swobodnie podpartych o rozpiętości 3000mm i niewielkim stopniu zbrojenia. Belki i wzmocnienia zaprojektowano tak, że uzyskano wzmocnienia co najmniej o 50%. Wzmocnienia wykonano za pomocą taśm węglowych o przekroju 50 x 14mm, które w jednej grupie podklejano stycznie do spodu belki, a w drugiej wklejano w przygotowane w otulinie bruzdy o wycięciach głębokich na 50mm. Dla wszystkich belek, niezależnie od sposobu aplikacji, zastosowano wzmocnienie o identycznych polach powierzchni przekrojów.

Tablica 2. Zestawienie wyników siły niszczącej i ugięcia na poziomie zniszczenia belki niewzmocnionej

Oznaczenie	Sposób wzmocnienia belki	Nośność na zginanie [kNm]	Ugięcie [mm]
B ₀	-	25,66	42
B _n	Taśmy podklejone	37,76	14
B _w	Taśmy wklejone	51,26	16

W wyniku obciążania, belka niewzmocniona zniszczyła się na skutek uplastycznienia stali, belka wzmocniona podklejonymi taśmami zniszczyła się na skutek odspojenia taśm w strefie zakotwienia (odspojenie częściowo wraz z otuliną), natomiast w belce z taśmami wklejanymi w bruzdy pojawiły się rysy wzdłuż belki i nastąpiło wrywanie taśm wraz z betonem pomiędzy nimi. Większa powierzchnia styku kleju z betonem zapobiegła zatem przedwczesnemu odspojeniu w strefie podporowej i z tego wynika znacznie większa nośność uzyskana w tym przypadku. Jednakże, taki sposób aplikacji w mniejszym stopniu ogranicza powstające rysy prostopadłe, które były większe dla belki B_w w stosunku do belki B_n. Badania wykazało za to, jedynie minimalną różnicę pomiędzy ugięciami elementu dla analizowanych sposobów wzmocnienia, które w obu przypadkach są wyraźnie mniejsze niż dla belki niewzmocnionej.

2.3. Badania Joaquim Barros, Jose Sena-Cruz, Salvador Dias, Debora Ferreira, Adriano Fortes [5]

Przeprowadzone badania polegały między innymi na zweryfikowaniu kilku sposobów wzmocnienia belek na ścinanie przy różnych ukształtowaniu tych wzmocnień. Wykorzystano 5 belek swobodnie podpartych o jednakowej geometrii i jednakowym zbrojeniu głównym (na zginanie), które zostały zaprojektowane tak, aby ich zniszczenie w trakcie badań następowało na skutek wyczerpania nośności na ścinanie, przy uwzględnieniu późniejszych wzmocnień. W pierwszej z nich, oznaczonej jako VB10 nie zastosowano żadnego zbrojenia na ścinanie. W belce VBE 15 zastosowano strzemiona $\Phi 6$ w rozstawie co 150mm, w belce VBM8 użyto dwóch warstw mat CFRP o szerokości 25mm rozstawionych co 80mm w strefach ścinania. W kolejnych dwóch belkach wykorzystano technikę NSM, czyli wklejono taśmy w utworzone w strefach ścinania bruzdy. W belce VBCV 10 były to bruzdy pionowe w rozstawie 100mm, a w VBCI 15 bruzdy ukośne w rozstawie 150mm.

Tablica 3. Zestawienie wyników siły niszczącej i ugięcia na poziomie zniszczenia belki niewzmocnionej

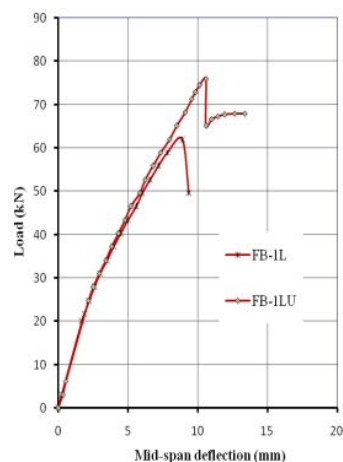
Beam	F_{max}	F_{max}	F_{max}	δ_p	δ_p	δ_p
	[kN]	$F_{max,VB10}$	$F_{max,VBE-15}$		[mm]	$\delta_{p,VB10}$
VB10	74.02	1.00	0.61	1.92	1.00	0.25
VBE-15	120.64	1.63	1.00	7.57	3.94	1.00
VBM-8	111.14	1.50	0.92	4.18	2.18	0.55
VBCV-10	131.22	1.77	1.09	6.37	3.32	0.84
VBCI-15	120.44	1.63	1.00	4.21	2.19	0.56

W (Tab. 3.) pokazano otrzymane rezultaty siły niszczącej i ugięcia w środku rozpiętości w momencie zniszczenia. Najwyższy przyrost nośności wykazała belka z wklejonymi pionowo taśmami. W przypadku belek z taśmami wklejonymi w bruzdy zaobserwowano również mniej gwałtowną formę zniszczenia w stosunku do belki VBM 8. Należy również zauważyć, że przy podobnej wytrzymałości belek VBCB 10 i VBE 15 (stosunek 1,09), wystąpiła również zbliżona wartość ugięć (stosunek 0,84), co oznacza, że taka forma zbrojenia na ścinanie może być konkurencyjna również ze względu na zapewnienie wysokiego poziomu odkształcalności. Odkształcenia te były jednak znacznie mniejsze (stosunek rzędu 0,55) dla belek VBM 8 i VBCI 15.

2.4. Badania Habibur Sobuz, Ehsan Ahmed, Noor Hasan, Alhaz Uddin [6]

Badaniu poddano 5 identycznych belek żelbetowych, swobodnie podpartych, o rozpiętości 1900mm i obciążonych dwiema siłami w rozstawie 500mm. Belki zostały tak zbrojone

na ścinanie, aby uzyskać zniszczenie wynikające z wyczerpania nośności na zginanie. Belka CB nie została wzmocniona i stanowi belkę porównawczą. Belki FB-1L, FB-2L i FB-3L zostały wzmocnione odpowiednio 1, 2 i 3 warstwami taśm, przy czym wszystkie taśmy były przyklejone do dolnej powierzchni belki, a ich warstwy przyklejane były na coraz mniejszej długości belki. Belka FB-1LU została wzmocniona 1 warstwą taśmy oraz kształtkami U na jej końcach w celu zakotwienia. We wszystkich belkach zniszczenie nastąpiło na skutek odspojenia taśmy, które następowało gwałtownie. Na (Rys. 1.) widać, że zniszczenie to było gwałtowne również w przypadku belki z taśmami zakotwionymi kształtkami U.



Rys. 1. Wykres zależności siły obciążającej od ugięcia w środku przęsła dla 2 wybranych belek

Tablica 4. Zestawienie wyników

Beam designation	Experimental load (kN)		Theoretical load (kN)		Ultimate load crack spacing (mm)	Ductility index	Failure mode
	P_{cr}	P_{ult}	P_{cr}	P_{ult}			
CB	12.4	40.3	11.3	31.5	105	3.81	Concrete crushing
FB-1L	15.5	62.0	12.3	82.6	126	1.65	De-bonding
FB-2L	18.6	69.75	13.4	98.8	138	1.48	De-bonding
FB-3L	21.7	74.4	14.4	106.8	149	1.29	De-bonding
FB-1LU	23.25	75.95	12.3	82.6	156	2.28	Concrete crushing and de-bonding

Z wyników badań przedstawionych w (Tab. 4.) wynika, iż kolejne warstwy taśmy dawały coraz większe przyrosty nośności elementu, zarówno w przypadku siły niszczącej, odpowiednio 54, 73 i 85%, jak i siły rysującej. Autorzy badań wyliczyli również indeks plastyczności, który odpowiada stosunkowi ugięcia przy zniszczeniu do ugięcia w momencie uplastycznienia. Dla belek

bez zakotwienia parametr ten jest kilkukrotnie niższy niż dla belki niewzmocnionej, co daje niekorzystny efekt nagłego sposobu zniszczenia. Natomiast dla belki FB-1LU indeks ten jest znacznie większy, choć nadal mniejszy niż w belce niewzmocnionej.

2.5. Badania Constantinos B. Demakos, Constantinos C. Repapis, Dimitrios Drivas [7]

Badaniu przeprowadzono pod kątem oceny skuteczności zakotwienia taśm za pomocą systemu kotwienia punktowego CMAS (przy użyciu kępek włókien szklanych) połączonego z zastosowaniem U-kształtek. Belka BV1 pozostała niewzmocniona, belki B1/GFRP i B1/CFRP zostały wzmocnione odpowiednio kompozytami z włókien szklanych i węglowych bez zakotwienia, a w belkach B1/GFRP/CMAS i B1/CFRP/CMAS dodatkowo zastosowano kształtki i system CMAS. Z wyników badań przedstawionych w (Tab. 5.) wynika, iż indeks plastyczności przy zastosowaniu systemu kotwienia w porównaniu do belek wzmocnionych bez użycia kotwienia jest znacząco większy, niemal dwukrotnie w przypadku wzmocnień z włókien szklanych i blisko 1,5 razy dla włókien węglowych. W przypadku włókien szklanych jest on nawet o 15% większy niż dla belki niewzmocnionej, a dla włókien węglowych niewiele od niego mniejszy. Również siła niszcząca wzrosła przy użyciu zakotwienia odpowiednio o 8 i 15%.

Tablica 5. Zestawienie wyników

Property	BV-1	B1/GFRP	B1/GFRP/CMAS	B1/CFRP	B1/CFRP/CMAS
Load at 1 st flexural crack (KN)	7.5	10	13	13	14
Load at tension steel yielding (KN)	45	45	46	49	54
Experimental ultimate load (KN), P_u^{exp}	51	67.5	73	74.5	87
Theoretical ultimate load (KN), P_u^{theo}	42.3	73.2	–	72.1	–
P_u^{exp} / P_u^{theo}	1.21	0.92	1.00	1.03	1.21
Numerical ultimate load (KN), P_u^{numcr}	48.2	73.8	–	75.9	–
P_u^{exp} / P_u^{numcr}	1.06	0.91	0.99	0.98	1.15
Deflection at yielding point (mm)	4	2.83	2.5	3.01	3.7
Deflection at ultimate load (mm)	14.3	6.0	10.3	6.6	11.1
Ductility ratio, dr	3.58	2.12	4.12	2.19	3.0

3. Podsumowanie wyników

Na podstawie omówionych w niniejszej pracy wyników badań laboratoryjnych można wysnuć szereg wniosków dotyczących wpływu sposobu ukształtowania wzmocnień kompozytowych na efektywność tych wzmocnień i w konsekwencji na pracę elementów zginanych. Wpływ ten dotyczy przede wszystkim sposobu zniszczenia elementów wzmocnianych materiałami

FRP. Najbardziej znaczącym omówionym w pracy problemem jest nieefektywne wykorzystanie wzmocnień spowodowane zniszczeniem przed odspajaniem się kompozytów. Na podstawie rezultatów prób niwelowania tego efektu poprzez kotwienie oraz innych badań opracowano następujące wnioski:

- dodatkowe wzmocnianie elementami o włóknach prostopadłych do osi belki ma minimalny wpływ na efektywność pracy elementu,
- wzmocnianie elementu wstępnie obciążonego siłą o wiele mniejszą od niszczącej ma niewielki wpływ na efektywność wzmocnienia,
- usytuowanie wzmocnień na bocznych powierzchniach belek oprócz wzmocnień na dole daje lepsze rezultaty niż zwielokrotnianie wzmocnienia tylko na dolnej powierzchni,
- technika wklejania taśm w bruzdy pozwala na zapobiegnięcie przedwczesnemu odspojeniu taśm, przez co daje znacząco lepsze rezultaty, niż naklejanie taśm na powierzchnie zewnętrzne,
- przy wzmocnianiu na ścinanie, wklejanie taśm w bruzdy pionowe oprócz wysokiego poziomu wzmocnienia, pozwala również osiągnąć odkształcenia zbliżone do zbrojenia strzemionami,
- zakotwienie wzmocnień dodatkowymi kształtkami U, zapobiegającymi odspojeniu pozwala na znacząco większe odkształcenia elementu przy zniszczeniu,
- dodatkowe zastosowanie systemu kotwienia typu CMAS może dawać odkształcenia plastyczne bliskie odkształceniom belki nie wzmocnionej, poprawiając bezpieczeństwo konstrukcji.

Podsumowując technologia wzmocniania materiałami kompozytowymi poprzez najprostsze naklejanie materiałów na jedną powierzchnię elementu obarczona jest niską efektywnością poziomu wzmocnienia, spowodowaną ich odspajaniem się przy stosunkowo niewielkim obciążeniu, nie naruszającym ich wytrzymałości. Zaproponowane metody zapobiegania temu zjawisku, jak wklejanie taśm w bruzdy, doklejanie poprzecznych elementów czy systemy kotwiące, wyraźnie poprawiają parametry wzmocnień. Niestety rozwiązania te, utrudniają również aplikację wzmocnień, co wywołuje konieczność dalszych prób optymalizacji proporcji pomiędzy efektywnością wzmocnień w poziomem skomplikowania metod ich zastosowania oraz szukania nowych rozwiązań. Omówione badania pokazują, że często bardziej decydującym, od ilości użytego materiału do wzmocnienia, czynnikiem, jest sposób jego ukształtowania i zakotwienia.

Literatura

- [1] CNR DT 200 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction 2004.

- [2] Kotynia R.: Wpływ ukształtowania zewnętrznego zbrojenia kompozytowego CFRP na efektywność wzmocnienia belek żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*. 2005, Vol. 61, No. 1, s. 27-31.
- [3] Kamińska M., Kotynia R.: Obliczeniowe określanie nośności żelbetowych belek wzmocnionych taśmami CFRP. *Inżynieria i Budownictwo*. 2000, Vol. 56, No. 11, s. 620-625.
- [4] Kamiński M., Kusa E.: Taśmy CFRP we wzmacnianych belkach żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*. 2000, Vol. 56, No. 11, s. 620-625.
- [5] Barros J., Sena-Cruz J., Dias S., Ferreira D., Fortes A.: Near surface mounted CFRP-based technique for the strengthening of concrete structures. Civil Eng. Dep., University of Minho, Portugal, 2004.
- [6] Sobuz H. R., Ahmed E., Hadan N., Uddin M. A., Fortes A.: Use of carbon fiber laminates for strengthening reinforced concrete beams in bending. *International journal of civil and structural engineering*. 2011, Vol. 2, No. 1, s. 67-84.
- [7] Demakos C., Repapis C., Drivas D.: Investigation of Structural Response of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Anchored FRPs. *The Open Construction and Building Technology Journal*. 2013, Vol. 7, s. 146-157.

**INFLUENCE OF THE MODE OF STRENGTHENING BY COMPOSITE
REINFORCEMENT ON THE EFFECTIVENESS OF WORK OF REINFORCED
CONCRETE BENDING ELEMENTS**

Summary

Technology of strengthening with composite materials by just sticking them to only one surface of elements is subject to a low level of efficiency. This is due to their delamination during relatively low, not affecting their strength load. The proposed method of preventing this as Near Surface Mounted Reinforcement, using U-shape elements and Composite Material Anchorage Systems, significantly improve the reinforcing effectiveness. Unfortunately, these solutions, are more complicated in application. Discussed studies show that often more decisive than the amount of material quantity, is its shape and anchorage.



Zapasy bezpieczeństwa, polskie normy

Dominika KEPA¹

JAK ZMIENIAŁY SIĘ ZAPASY BEZPIECZEŃSTWA W POLSKICH NORMACH NA PRZYKŁADZIE ELEMENTU ZGINANEGO

Obecnie stosowane zapasy bezpieczeństwa kształtowały się na przestrzeni lat. Uwzględniają one niepewność założeń stosowanych w obliczeniach w stosunku do realnych warunków pracy konstrukcji oraz niedoskonałości w ich wykonaniu, a także imperfekcje materiałowe. Zapas bezpieczeństwa jest urzędową wytyczną, której spełnienie gwarantuje bezpieczeństwo konstrukcji.

Aktualnie stosowane są Eurokody, które zostały zintegrowane z krajowymi normami. Zmiany w polskich normach od roku 1935 do dziś na przykładzie zginanej belki o przekroju prostokątnym przedstawiają jak duży postęp w zrozumieniu zasad pracy konstrukcji poczyniliśmy oraz na jakim poziomie dziś kształtują się przyjmowane zapasy bezpieczeństwa.

1. Rys historyczny

Pierwszy polski podręcznik dotyczący projektowania konstrukcji żelbetowych został opracowany przez M.Thullie w 1915 roku.[1] Omówiono w nim podstawowe założenia teorii współpracy betonu ze zbrojeniem oraz wymiarowania konstrukcji. Dopuszczalne naprężenia w betonie zależą od rodzaju konstrukcji i ilości cementu przypadającego na m³ betonu. Współczynnik bezpieczeństwa dla betonu podany w 1920 roku wynosił $s_b = 5,5$. W maju 1935 roku pojawiają się Polskie Normy do projektowania konstrukcji. Kolejnym krokiem jest wydanie normy z listopada 1945 roku, w którym współczynnik bezpieczeństwa został zmniejszony i wynosił $s_b = 3$ do 4. W maju 1951 roku dochodzi do kolejnej redukcji współczynnika bezpieczeństwa dla betonu do poziomu $s_b = 2,3$ do 2,8. W roku 1956 pojawia się nowa koncepcja obliczania konstrukcji w stanie granicznym. W miejsce zależności liniowej wchodzi zależność nieliniowa – metoda odkształceń plastycznych z wykresem naprężeń w betonie o kształcie prostokąta. Zamiast naprężeń dopuszczalnych s_{dop} pojawia się współczynnik bezpieczeństwa s . Kolejne badania eksperymentalne i praca nad normami rozwinęły metodę odkształceń plastycznych.

¹ Studentka S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej

2. Wymiarowanie elementów żelbetowych

2.1. Metoda naprężeń liniowych

Początkowo stosowaną metodą do wymiarowania konstrukcji żelbetowych była metoda naprężeń liniowych (naprężeń dopuszczalnych) [2], która zyskała miano klasycznej teorii żelbetu. Głównym jej założeniem jest nieprzekroczenie naprężeń przyjętych za dopuszczalne przez naprężenia wywołane w konstrukcji obciążeniami zewnętrznymi. Bezpieczeństwo wymiarowanych w ten sposób elementów jest zapewnione dzięki przyjęciu naprężeń dopuszczalnych w betonie oraz stali, które zostają odpowiednio pomniejszone w stosunku do rzeczywistej wytrzymałości. Naprężenia pojawiające się w konstrukcji oblicza się od obciążeń normowych. Główne założenia [2]:

- przekrój płaski przed odkształceniem pozostaje płaski po odkształceniu-hipoteza Bernoulliego,
- naprężenia normalne są proporcjonalne do odległości od osi obojętnej,
- naprężenia są proporcjonalne do odkształceń,
- obliczeniowe naprężenia zostają określone według zasad wytrzymałości materiałów i nie powinny przekraczać naprężeń dopuszczalnych,
- nie uwzględnia się wytrzymałości betonu na rozciąganie
- współpraca betonu i stali jest określona jako stosunek modułu Younga stali do stosunku modułu Younga betonu.

Naprężenia dopuszczalne były przyjmowane w taki sposób, aby w czasie użytkowania konstrukcja nie doznawała nadmiernych ugięć oraz zarysowań. Na tej zasadzie nie dało się określić rzeczywistego zapasu bezpieczeństwa konstrukcji, ponieważ metoda ta nie określała nośności konstrukcji. Determinuje to znaczne przewymiarowanie konstrukcji.

2.2. Metoda stanów granicznych

Metoda stanów granicznych opiera się na stanie granicznym zniszczenia przekroju, tzw. stanie granicznym nośności i jest stosowana od roku 1956 do dziś. Główne założenia [2]:

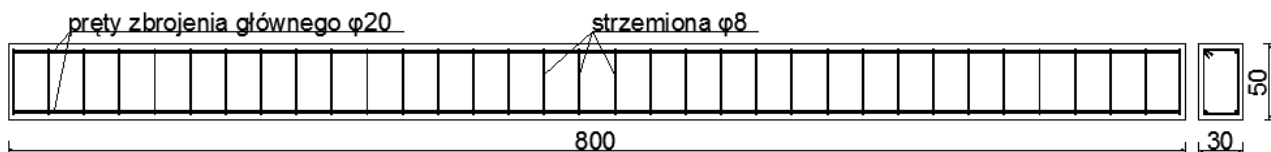
- plastyczne własności betonu,
- przyjęcie reguły jednoczesnego zniszczenia się stali i betonu w przekroju,
- zastąpienie krzywoliniowego wykresu naprężeń w betonie, wykresem prostokątnym.

Metoda stanów granicznych jest obecnie podstawą przy wymiarowaniu konstrukcji według

norm europejskich. Rozróżniamy dwa stany graniczne nośności i użyteczności. Jako stan graniczny należy rozumieć stan, którego konstrukcja poddana wymiarowaniu lub sprawdzaniu nośności nie może przekroczyć. W przypadku stanu granicznego nośności porównujemy wartości sił wewnętrznych wywołane najniekorzystniejszą kombinacją obliczeniową z nośnością danej konstrukcji.

3. Analiza obliczeń

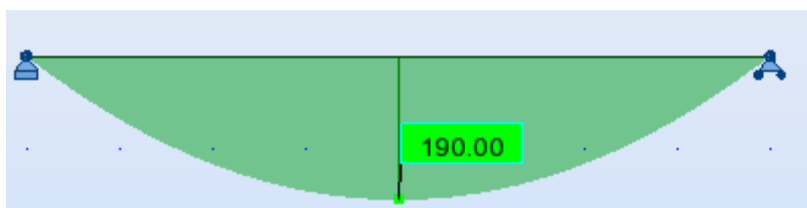
Analizie została poddana żelbetowa belka swobodnie podparta o przekroju poprzecznym prostokątnym, pojedynczo zbrojonym. Podstawowe wymiary elementu: szerokość 30 cm, wysokość 50 cm, długość 8 m. Belki usytuowano w rozstawie co 6m. Zastosowano beton C16/20 i stal AIIIIN, jako główne zbrojenie zastosowano 4 pręty $\varphi = 20$ mm, strzemiona $\varphi = 8$ mm w rozstawie co 24 cm. Przy powyższych założeniach ciężar własny konstrukcji wynosił $g = 3,75$ kN/m. Przyjęte do obliczeń obciążenie zmienne $q = 20$ kN/m. Obliczenia przeprowadzono dla jednego elementu według kolejnych norm.



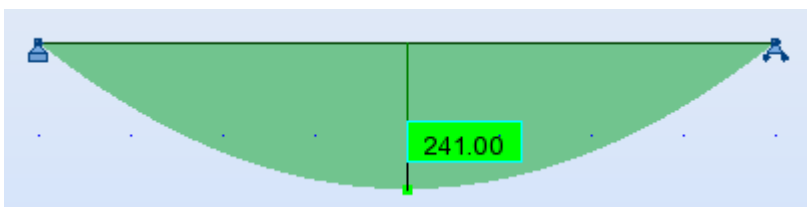
Rys. 1. Przekrój podłużny i poprzeczny belki.

3.1. Efekty obciążenia

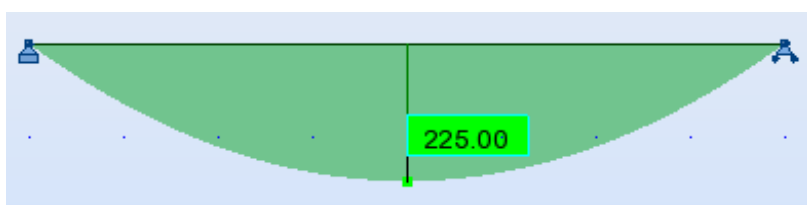
W latach 1935 - 1945 nie stosowano współczynników bezpieczeństwa [3],[4]. W związku z tym wartość naprężeń w betonie wywołanych obciążeniem zewnętrznym oraz ciężarem własnym jest taka sama co do wartości. W roku 1956 [5] jako moment zginający wywołany obciążeniem przyjmowano wartość efektu oddziaływań, nadal nie stosując w tej części współczynnika zwiększającego. Od roku 1976 [6] zaczęto stosować współczynnik zwiększający efekt oddziaływań o różnej wartości dla obciążeń stałych i zmiennych. Wartości współczynników zmieniały się w kolejnych normach na przestrzeni lat. Obecnie stosowane wg Eurokodów [7] współczynniki bezpieczeństwa wynoszą odpowiednio dla obciążeń stałych 1,35 i zmiennych 1,5.



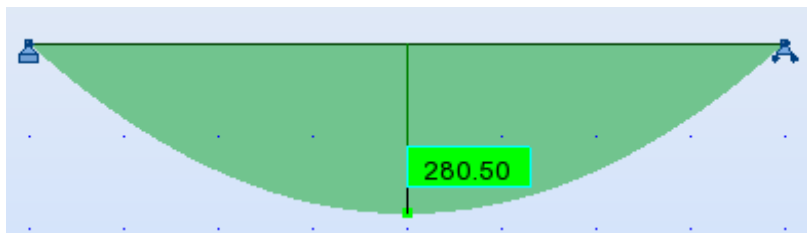
Rys. 2. Wykres momentów zginających wg PN-56 B-03260.



Rys. 3. Wykres momentów zginających wg PN-76 B-03264.



Rys. 4. Wykres momentów zginających wg PN-B-03264.



Rys. 5. Wykres momentów zginających wg PN-EN 1992.

Tablica 1. Efekty obciążenia.

norma	naprężenia w betonie wywołane obciążeniem [MPa]	M_{Ed} moment zginający wywołany obciążeniem [kNm]
PN B-195, rok 1935	12,4	
PN B-195, rok 1945	12,4	
PN-56 B-03260		190
PN-76/B-03264		241
PN-B-03264		225
PN-EN 1992		280,5

Tablica 2. Nośność elementu.

norma	naprężenia dopuszczalne w betonie [MPa]	moment niszczący M_{Rd} [kNm]
PN B-195, rok 1935	4,71	
PN B-195, rok 1945	5,49	
PN-56 B-03260		345
PN-76/B-03264		497
PN-B-03264		303
PN-EN 1992		280,5

Tablica 3. Wyężenie elementu.

norma	wyężenie elementu [%]	
PN B-195, rok 1935	263	
PN B-195, rok 1945	225	
PN-56 B-03260		55
PN-76/B-03264		48
PN-B-03264		74
PN-EN 1992-1-1		100

4. Wnioski

Ze względu na stosowanie w normie PN B-195 metody naprężeń dopuszczalnych konstrukcje były kilkakrotnie przewymiarowane. Co determinowało znaczne zużycie stali, która nie była wykorzystywana w sposób efektywny. Wraz z wprowadzeniem metody odkształceń plastycznych widać znaczną poprawę w ekonomiczności wymiarowania. Zaprojektowany w ten sposób przekrój był wydajniejszy i nie wymagał tak dużych nakładów stali, a co za tym idzie stał się bardziej ekonomiczny. Ważny jest także aspekt niezawodności konstrukcji, dlatego też wprowadzono współczynniki bezpieczeństwa, których efektem są znów zwiększające się zapasy bezpieczeństwa. Porównując wyniki otrzymane na podstawie PN-76/B-03264 i PN-EN 1992-1-1 widać, iż zastosowane współczynniki bezpieczeństwa dają znaczne zapasy bezpieczeństwa w obecnie projektowanych konstrukcjach.

Przekrój wyężony w 100% według Eurokodów, jest zaledwie w 48% wyężony według PN-76/B-03264. Wynika to z zastosowania współczynników zwiększających efekty oddziaływań oraz współczynników zmniejszających wytrzymałość elementów nośnych konstrukcji. Oznacza to, że projektując według Eurokodów w rzeczywistości posiadamy znaczny zapas bezpieczeństwa.

Literatura

- [1] Lewicki B., Polska droga do Eurokodów – niezawodność konstrukcji, konstrukcje z betonu, konstrukcje murowe[w:] „Prace Instytutu Techniki Budowlanej” 2009 nr 1, s. 11-20.
- [2] Kuczyński W.: *Konstrukcje betonowe kontynualna teoria zginania żelbetu*; PWN; Łódź 1971.
- [3] PN B-195; Obliczanie i projektowanie konstrukcji betonowych i żelbetowych.
- [4] PN B-195; Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-56/B-03260; Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [6] PN-76/B03264; Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [7] EN 1992; Projektowanie konstrukcji z betonu.

HOW SAFETY STOCKS HAVE CHANGED IN POLISH NORMS: THE CASE OF BENDING ELEMENTS

Summary

How a safety stocks have changed in Polish norms: the case of bending element Safety stocks, which are used nowadays, developed through the years. It takes into account an inaccuracy of assumptions used in calculations related to the real conditions of work of a structure and the imperfection in realization. The safety stock is a official guideline, which fulfilment is a quarantee of a safe construction.

Currently, Eurocodes are integrated with the national norms. The changes applied in Polish norms since 1935 till today in case of a bending beam with a rectangular section show a big development in understanding rules of a work of construction we've done and on how a high level we shaped the safety stocks.

Opiekun naukowy: dr inż. Rafał Szydłowski, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.



błędy, montaż, naprężenie, wyteżenie, konstrukcja

Jakub KIRYLUK¹
Rafał SKOWROŃSKI¹

WPLYW NAPRĘŻEŃ MONTAŻOWYCH NA WYTEŻENIE KONSTRUKCJI

W niniejszym opracowaniu poruszono zagadnienie związane z wpływem błędów wykonawstwa na zmiany sił wewnętrznych konstrukcji. Skupiono się na analizie dwóch różnych rodzajów konstrukcji ramowych, dwukondygnacyjnej oraz portalowej, tak aby najbardziej wyraziście zobrazować różnice w ich wyteżeniu. Uwzględniono błędy montażowe polegające na rozchyleniu lub dociąganiu słupów w celu umożliwienia wykonania połączenia doczołowego z ryglem, który okazał się odpowiednio za długi lub za krótki. W pracy zamieszczono wyniki uzyskane z analizy komputerowej, na podstawie których wyciągnięto stosowne wnioski.

1. Wstęp

Jednym z pojęć, które pozwala na lepsze zrozumienie zachowania się konstrukcji jest wrażliwość budowlanego układu konstrukcyjnego na zmienność parametrów opisujących dany układ [1]. Wrażliwością konstrukcji można nazwać miarę zmian w reakcji konstrukcji zależną od zmian parametrów projektowych układu. Przez reakcję konstrukcji rozumie się w tym przypadku jakąkolwiek wielkość wykorzystaną do scharakteryzowania zachowania się układu, taką jak np. składnik naprężeń, bądź składnik przemieszczeń.

Aby opisać model zachowania się konstrukcji można posłużyć się pewnymi zmiennymi stanu (tj. siły wewnętrzne, siły krytyczne, reakcje, naprężenia). Zmienne opisujące model konstrukcji można podzielić na zmienne projektowe, czyli te, które są zależne od projektanta, oraz pozostałe parametry modelu, takie jak dokładność wykonania. Następnym wariacji parametrów konstrukcji lub zmiennych projektowych δL jest powstanie wariacji zmiennych stanu δq lub ich funkcji. Reakcja konstrukcji na zmienność poszczególnych zmiennych projektowych może być opisana przez macierz wrażliwości $[\nabla\Psi(L)]$, która składa się z gradientów badanej zmiennej stanu $\Psi(L)$ względem wektora zmiennych projektowych. Wykorzystywanym w metodzie elementów skończonych modelem przemieszczeniowym dowolnego układu prętowego obciążonego statycznie jest układ równań równowagi statycznej układu przedstawiony w postaci:

¹ Student I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej

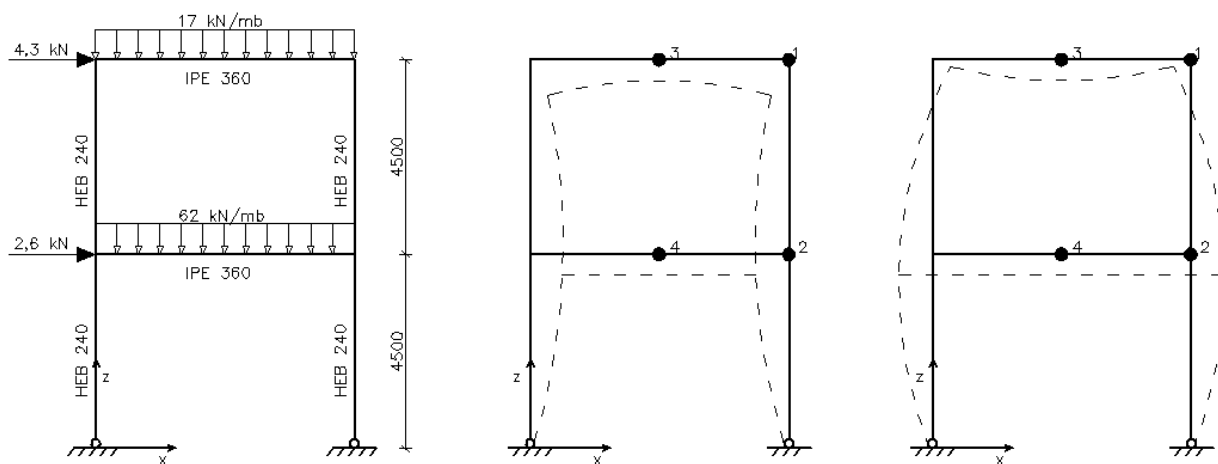
$$\mathbf{K}(L) \cdot \mathbf{q}(L) = \mathbf{F}(L), \quad (1.1)$$

gdzie $\mathbf{K}(L)$ – macierz sztywności układu, $\mathbf{F}(L)$ – wektor obciążeń węzłowych, $\mathbf{q}(L)$ – wektor przemieszczeń węzłowych, L – parametr projektowy.

2. Tok postępowania przy analizie wrażliwości

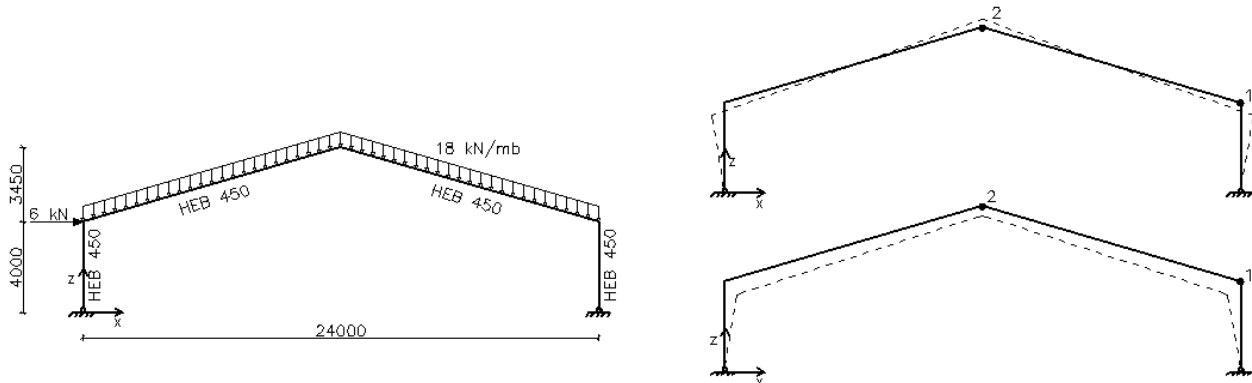
Analizę wrażliwości w niniejszej pracy przeprowadzono dla dwóch rodzajów konstrukcji ramowych: dwukondygnacyjnej i portalowej. W przypadku pierwszej z wymienionych, wykonanej i zmontowanej zgodnie z obowiązującymi przepisami [5], sumaryczna wartość tolerancji luzów występujących w stykach montażowych rygła środkowego ze słupami wynosi $T_l = 31,2$ mm, stąd możliwy zakres zmienności luzu $\Delta l = \pm 15,6$ mm. Taki stan rzeczy warunkuje występowanie dwóch stanów montażowych związanych z wartością luzów w stykach montażowych: 1) stan, w którym pojawiają się szczeliny montażowe ($\Delta l = +15,6$ mm); 2) stan, w którym montowane elementy są zbyt długie ($\Delta l = -15,6$ mm), co eliminuje możliwość wystąpienia szczeliny montażowej. W celu zmniejszenia wartości luzów w szczelinach stosuje się podkładki wyrównawcze. Aby jednak umożliwić przeprowadzenie montażu konstrukcji w przypadku braku luzu w połączeniu, należy zastosować konieczne, dodatkowe operacje montażowe. W takich przypadkach bardzo często praktykuje się niekorzystne i niezalecane rozchylenie słupów w celu zmontowania rygła środkowego a następnie ich dociągnięcie przy montażu rygła górnego.

W przypadku konstrukcji portalowej, sumaryczna wartość tolerancji luzów znajdujących się w trzech stykach montażowych rygli rami (węzły słupowe i węzeł kalenicowy) wynosi $T = 40,8$ mm, stąd $\Delta l = \pm 20,4$ mm. Analogicznie jak w przypadku rami dwukondygnacyjnej, możliwe jest istnienie dwóch stanów montażowych, które powiązane są z występowaniem luzów w połączeniach montażowych.



Rys. 1. Dwukondygnacyjna konstrukcja ramowa wraz z deformacjami

Aby określić skutki montażu, w czasie którego wymuszane jest pasowanie styków montażowych poprzez zastosowanie ww. metod postępowania w omawianej sytuacji, przeprowadzono analizę wrażliwości konstrukcji przedstawionych na rys. 1 i rys. 2.



Rys. 2. Rama portalowa wraz z deformacjami

W pracy rozpatrzono rami o geometrii zdeformowanej na skutek zmienności długości rygli. W analizie uwzględniono tzw. naprężenia montażowe, czyli naprężenia, które powstały w momencie realizacji konstrukcji na skutek dociągania lub rozchylania ustawionych wcześniej słupów w kierunku na zewnątrz przekroju poprzecznego konstrukcji, co spowodowało ich wstępną deformację i niepionowy kształt. Operację dociągania lub rozchylania słupów modelowano jako zmianę długości rygla $\Delta \mathbf{L}^T = [\Delta L_1, \Delta L_2, \dots, \Delta L_n]$. W przypadku rami dwukondygnacyjnej w analizie przyjęto wektor zmian długości rygla środkowego $\Delta \mathbf{L}^T = [6, 4, 2, 0, -2, -4, -6]$, natomiast w przypadku analizy rami portalowej wektor zmian sumy $\Delta \mathbf{L}^T = [8, 6, 4, 2, 0, -2, -4, -6, -8]$, gdzie ΔL_i jest wyrażone w milimetrach. Przebadano zmiany wartości wektorów takich zmiennych stanu Ψ jak siły wewnętrzne (M, T, N), maksymalne naprężenia normalne (σ) oraz przemieszczenia konstrukcji ramowych (u) ze względu na wpływ zmienności wektora długości rygla $\Delta \mathbf{L}$.

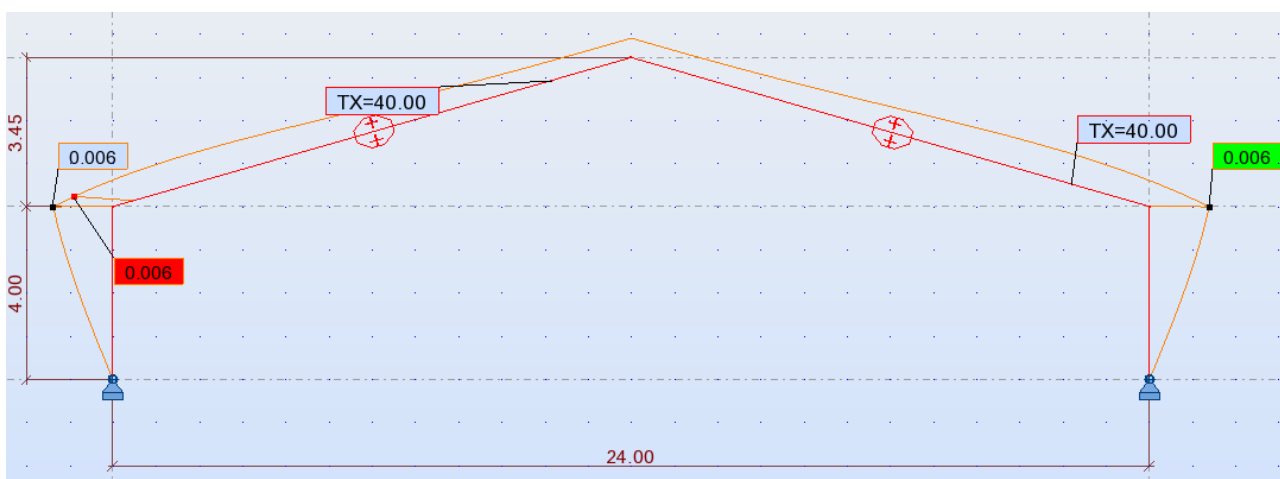
Obliczenia wartości sił wewnętrznych przeprowadzono programem Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Aby uwzględnić naprężenia własne konstrukcji powstające w czasie montażu rygli, posłużono się następującą procedurą obliczeniową [2]:

1. Wartości analizowanych zmiennych stanu Ψ_p w konstrukcji ramowej o geometrii idealnej wyznaczono od przyłożonych obciążeń zewnętrznych wykorzystując do tego celu teorię nieliniowości geometrycznej.
2. Konstrukcję o idealnej geometrii obciążono zmianami długości rygli ΔL_i . Zabieg ten pozwolił wyznaczyć wartości zmiennych stanu Ψ_M od obciążeń montażowych oraz kształt geometrii rami. Zmiany długości rygli modelowano poprzez obciążenie rygli różnicą temperatury, czego przykład przedstawia rys. 3 i rys. 4.

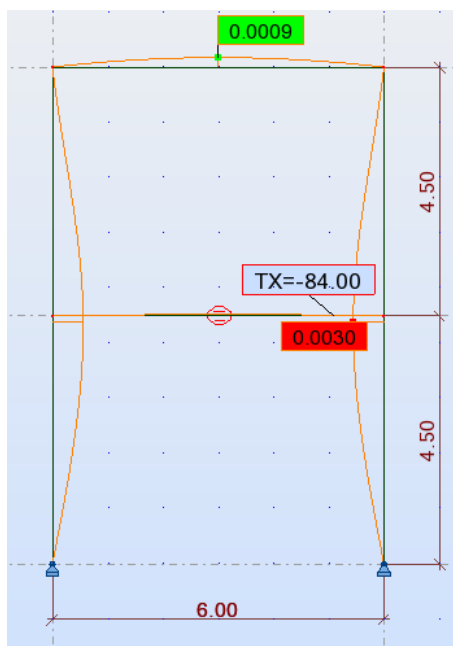
3. W przypadku konstrukcji ramowej o geometrii zdeformowanej na skutek montażu rygli wyznaczono wartości analizowanych zmiennych stanu Ψ_{IM} od przyłożonych obciążeń zewnętrznych, wykorzystując również teorię nieliniowości geometrycznej.
4. Całkowitą wartość zmiennej stanu Ψ_R od obciążenia rzeczywistego układu ramowego, tzn. takiego o zdeformowanej geometrii wraz z naprężeniami własnymi powstałymi w czasie montażu, wyznaczono z zależności $\Psi_R = \Psi_M + \Psi_{IM}$.
5. Wariacja badanej zmiennej stanu $\Delta\Psi$ wyznaczona została na podstawie zależności

$$\Delta\Psi = \Psi_R - \Psi_P.$$

W rezultatach wartości $\Delta\Psi$ podzielono przez wartości układu konstrukcyjnego o niezmiętej geometrii Ψ_P . Dzięki temu zabiegowi otrzymano porównywalne współczynniki wrażliwości sił wewnętrznych (M , N i T), a także maksymalnych naprężeń normalnych (σ). Uzyskaną w ten sposób względną wartość zmiany zmiennej stanu Ψ wyrażono w procentach. Współczynniki wrażliwości dla przemieszczeń, jako że są bezwymiarowe, nie wymagają dodatkowych przekształceń.



Rys. 3. Przykładowa deformacja konstrukcji ramy dwukondygnacyjnej wykorzystana w dalszym toku obliczeń



Rys. 4. Przykładowa deformacja konstrukcji ramy dwukondygnacyjnej wykorzystana w dalszym toku obliczeń

3. Wyniki

3.1. Rama dwukondygnacyjna

Tablica 1. Procentowa zmiana zmiennej stanu ΔM w ramie dwukondygnacyjnej, spowodowana zmianami długości rygla środkowego ΔL_i

ΔL_i [mm]	$\frac{\Delta M_1}{M_{1,p}}$	$\frac{\Delta M_2(Sg)}{M_{2,p}}$	$\frac{\Delta M_2(Sd)}{M_{2,p}}$	$\frac{\Delta M_2(R)}{M_{2,p}}$	$\frac{\Delta M_3}{M_{3,p}}$	$\frac{\Delta M_4}{M_{4,p}}$
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
6	-16,67	-17,14	13,41	-1,53	21,19	0,74
4	-12,51	-12,84	9,14	-1,43	14,02	0,49
2	-8,21	-7,33	4,49	-1,33	7,11	0,03
-2	-0,54	1,24	-3,38	-1,15	-6,67	-0,36
-4	4,13	5,63	-7,62	-1,06	-13,8	-0,70
-6	8,27	9,59	-11,49	-0,93	-21,52	-0,92

Tablica 2. Procentowe zmiany zmiennych stanu ΔN i ΔT w ramie dwukondygnacyjnej, spowodowane zmianami długości rygla środkowego ΔL_i

ΔL_i [mm]	$\frac{\Delta N_1(S)}{N_{1,p}}$	$\frac{\Delta N_2(Sd)}{N_{2,p}}$	$\frac{\Delta N_3}{N_{3,p}}$	$\frac{\Delta N_4}{N_{4,p}}$	$\frac{\Delta T_1(R)}{T_{1,p}}$	$\frac{\Delta T_2(Sd)}{T_{2,p}}$	$\frac{\Delta T_2(Sg)}{T_{2,p}}$	$\frac{\Delta T_2(R)}{T_{2,p}}$
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
6	-3,11	-2,64	-17,84	-76,34	-2,80	12,13	-17,03	-0,67
4	-3,16	-2,70	-11,99	-54,11	-2,83	8,40	-12,70	-0,71
2	-3,18	-2,74	-8,10	-29,08	-2,85	4,61	-8,12	-0,76
-2	-3,19	-2,76	0,86	7,04	-2,88	-3,17	0,54	-0,83
-4	-3,21	-2,82	4,58	23,36	-2,92	-7,31	4,69	-0,84
-6	-3,24	-2,86	9,54	47,78	-2,97	-10,45	9,23	-0,86

Tablica 3. Zmiany zmiennych stanu Δu_x i Δu_z w ramie dwukondygnacyjnej, spowodowane zmianami długości rygla środkowego ΔL_i

ΔL_i [mm]	Δu_{x1} [mm]	Δu_{x2} [mm]	Δu_{x3} [mm]	Δu_{x4} [mm]	Δu_{z1} [mm]	Δu_{z2} [mm]	Δu_{z3} [mm]	Δu_{z4} [mm]
6	-0,6512	3,0383	0,0544	0,0333	2,1089	1,1197	3,0965	1,2604
4	-0,6834	2,0200	0,0391	0,0241	2,1055	1,1174	2,8001	1,1409
2	-0,7002	1,0049	0,0182	0,0011	2,1003	1,1054	2,5007	1,1208
-2	-0,7341	1,0273	-0,0276	-0,2099	2,0936	1,0024	1,9034	0,9817
-4	-0,7492	-2,0262	-0,0536	-0,0476	2,0974	1,0010	1,5999	0,9618
-6	-0,7763	-3,0457	-0,0765	-0,0545	2,0903	1,0831	1,3012	0,8926

Tablica 4. Procentowa zmiana zmiennej stanu $\Delta\sigma$ w ramie dwukondygnacyjnej, spowodowana zmianami długości rygla środkowego ΔL_i

ΔL_i [mm]	ekstremum	$\Delta\sigma_1(S)$	$\Delta\sigma_1(R)$	$\Delta\sigma_2(Sd)$	$\Delta\sigma_2(Sg)$	$\Delta\sigma_2(R)$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$
		$\sigma_{1,p}$ [%]	$\sigma_{1,p}$ [%]	$\sigma_{2,p}$ [%]	$\sigma_{2,p}$ [%]	$\sigma_{2,p}$ [%]	$\sigma_{3,p}$ [%]	$\sigma_{4,p}$ [%]
6	min	14,98	14,35	9,93	19,53	2,40	16,81	0,05
	max	18,51	19,07	18,22	16,37	1,33	25,04	1,20
4	min	11,31	11,03	6,71	11,89	2,06	11,23	0,87
	max	14,23	14,52	12,84	14,52	1,25	17,76	0,04
2	min	7,66	7,50	3,35	7,27	1,70	5,37	0,41
	max	9,81	9,81	7,07	9,31	1,19	8,94	0,01
-2	min	0,32	-0,74	-2,02	0,59	0,98	6,06	0,29
	max	1,02	0,60	5,16	1,79	1,05	7,63	0,35
-4	min	2,50	3,13	5,12	4,70	0,63	12,06	0,23
	max	3,64	2,91	10,31	6,49	1,02	14,41	0,91
-6	min	6,32	7,31	8,61	8,57	0,26	19,34	0,18
	max	8,16	6,98	15,66	11,62	0,94	21,89	7,31

3.2. Rama portalowa

Tablica 5. Procentowe zmiany zmiennych stanu ΔM , ΔN i ΔT w ramie portalowej, spowodowane zmianami długości rygla środkowego ΔL_i

ΔL_i [mm]	ΔM_1	ΔM_2	$\Delta N_1(S)$	$\Delta N_1(R)$	ΔN_2	$\Delta T_1(S)$	$\Delta T_1(R)$	ΔT_2
	$M_{1,p}$ [%]	$M_{2,p}$ [%]	$N_{1,p}$ [%]	$N_{1,p}$ [%]	$N_{2,p}$ [%]	$T_{1,p}$ [%]	$T_{1,p}$ [%]	$T_{2,p}$ [%]
8	0,95	-5,48	-0,04	0,66	0,86	1,03	-0,25	1,08
6	0,74	-4,27	-0,04	0,51	0,67	0,76	-0,19	0,84
4	0,48	-2,83	0,00	0,34	0,45	0,54	-0,12	0,59
2	0,27	-1,62	0,00	0,19	0,26	0,27	-0,07	0,35
-2	-0,24	1,60	0,04	-0,14	-0,19	-0,26	0,06	-0,25
-4	-0,47	3,17	0,04	-0,29	-0,39	-0,47	0,14	-0,51
-6	-0,66	4,53	0,04	-0,42	-0,56	-0,64	0,19	-0,73
-8	-0,88	6,10	0,07	-0,57	-0,76	-0,84	0,26	-0,96

Tablica 6. Zmiany zmiennych stanu Δu_x i Δu_z w ramie portalowej, spowodowane zmianami długości rygła środkowego ΔL_i

ΔL_i [mm]	Δu_{x1} [mm]	Δu_{x2} [mm]	Δu_{z1} [mm]	Δu_{z2} [mm]
8	2,7886	0,0002	1,0219	-3,9739
6	2,1613	0,0002	1,0185	-2,8818
4	1,4310	0,0002	1,0151	-1,6060
2	0,8040	-0,0003	1,0120	-0,5136
-2	-0,6908	-0,0011	1,0042	2,4512
-4	-1,3529	-0,0016	1,0034	3,8599
-6	-1,9200	-0,0019	0,9974	5,0673
-8	-2,5820	-0,0024	0,9937	6,4763

Tablica 7. Procentowa zmiana zmiennej stanu $\Delta\sigma$ w ramie portalowej, spowodowana zmianami długości rygła środkowego ΔL_i

ΔL_i [mm]	ekstremum	$\Delta\sigma_1(S)$	$\Delta\sigma_1(R)$	$\Delta\sigma_2$
		$\sigma_{1,p}$ [%]	$\sigma_{1,p}$ [%]	$\sigma_{2,p}$ [%]
8	min	0,87	0,91	5,09
	max	1,73	0,94	6,41
6	min	0,68	0,71	3,67
	max	1,51	0,73	4,96
4	min	0,45	0,47	2,60
	max	0,50	0,48	3,27
2	min	0,25	0,27	1,46
	max	0,29	0,27	1,82
-2	min	0,23	0,05	1,35
	max	0,26	0,27	1,82
-4	min	0,45	0,43	2,69
	max	0,50	0,52	3,64
-6	min	0,67	0,05	3,82
	max	0,72	0,75	5,19
-8	min	0,87	0,07	5,16
	max	0,97	1,00	6,99

4. Wnioski

Uzyskane wyniki pozwalają na wysunięcie następujących wniosków:

- Momenty zginające i maksymalne naprężenia normalne w środku rozpiętości górnego rygła ramy dwukondygnacyjnej charakteryzują się największą wrażliwością na zmiany długości rygła środkowego.
- Skracanie i wydłużanie rygła środkowego ramy dwukondygnacyjnej powodują porównywalny wzrost maksymalnych naprężeń normalnych w najbardziej wrażliwych miejscach ramy.
- Największe przemieszczenia pionowe w ramie dwukondygnacyjnej wywołane zmianą długości rygła środkowego występują w środku rozpiętości rygła górnego.
- Wzrost naprężeń w ramie portalowej jest znacznie mniejszy niż w ramie dwukondygnacyjnej.

- e) Momenty zginające i maksymalne naprężenia normalne oraz przemieszczenia pionowe w węźle kalenicowym ramy portalowej charakteryzują się największą wrażliwością na zmiany długości rygła.
- f) Montaż za krótkich lub za długich rygli i jego konsekwencje nie wpływają na stan graniczny nośności konstrukcji. Spowodowane jest to uwzględnianiem współczynników częściowych bezpieczeństwa wg [3] oraz zastępczych obliczeniowych imperfekcji geometrycznych wg [4] na etapie projektowania, w którym przewiduje się możliwość wystąpienia niedoskonałości montażowych.

5. Literatura

- [1] Biegus A.: Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych. Warszawa–Wrocław, Wydawnictwo Naukowe PWN, 1999.
- [2] Urbańska–Galewska E.: Wpływ niedoskonałości wykonania na stan naprężeń i przemieszczeń konstrukcji ramowej. *Materiały Pięćdziesiątej Jubileuszowej Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZiTb*. Krynica, 2004, s. 307-314.
- [3] PN-EN 1990:2004. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [4] PN-EN 1993-1-1:2006. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [5] PN-EN 1090-2:2012. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych.

PROBLEMS OF THE STRENGTH OF STRUCTURES DURING CONSTRUCTION

Summary

The following work features the issue involving an influence of assembly mistakes on changes of internal forces in a construction. Two types of frame structures, a two-storey one and a portal one, have been analysed in order to show the differences between their stress in the clearest way. The assembly mistakes, which have been taken into consideration, consist of curving the posts in the proper direction (inside or outside the construction) so that it is possible, using a butt joint, to connect them with a beam, which turned out to be too long or too short. These imperfections generate additional internal forces, what can lead to the situation that was not considered at the stage of design and is significant for bearing capacity of the construction.



budownictwo pasywne, budownictwo energooszczędne

Katarzyna KOMISARCZYK¹
Aleksandra KOT²

TECHNOLOGIE I INNOWACJE W BUDOWNICTWIE PASYWNYM I ENERGOOSZCZĘDNYM

Klimat ulega ciągłemu pogorszeniu. Budowanie metodami tradycyjnymi ujemnie wpływa na środowisko, dlatego domy energooszczędne i pasywne uważane są za przyszłość budownictwa mieszkalnego. Coraz większym zainteresowaniem cieszą się domy zero i plus- energetyczne. Wyposażone w szereg nowoczesnych technologii zasilanych energią pochodzącą z odnawialnych źródeł. Domy tego typu odznaczają się samowystarczalnością pod względem energetycznym.

¹ Studentka I roku SII/S2 Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej,

² Studentka I roku SII/S2 Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej.



innowacje, rozwój, budownictwo, dom

Paulina KOSTRZEWA¹
Grzegorz PETRUS²

BUDOWNICTWO MIESZKANIOWE W ŚWIETLE INNOWACJI

Innowacyjność to bardzo popularny w ostatnich latach trend, który silnie związany jest również z branżą budowlaną. Budownictwo nowoczesne łączy w sobie tradycję, komfort i ekonomiczność, a także szerzy świadomość użytkowników obiektów z tematyką rozwoju zrównoważonego. W dobie cywilizacyjnego nasycenia, dużej ingerencji w środowisko i znacznego zużycia surowców budowlanych, do przedsięwzięć budowlanych należy podchodzić rozsądnie ze szczególnym uwzględnieniem dobra i jakości życia nie tylko obecnego pokolenia, ale również pokoleń przyszłych. Liczne innowacje w postaci modyfikacji materiałów budowlanych, a także technologii wznoszenia obiektów, mają służyć zarówno człowiekowi, jak i naturze, bowiem taka symbioza może przynieść niewymierne korzyści.

¹ Studentka I roku S2M Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej,

² Student I roku S2M Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej.

ekologia, earthshelterd, earthship, budownictwo zrównoważone, budynki energooszczędne

Michał KOT¹
Paweł KOWALIK²

TECHNOLOGICZNE ASPEKTY WYKONYWANIA OBIEKTÓW ZAGŁĘBIONYCH W GRUNCIE

Budowle zagłębione w gruncie miały zastosowanie już od starożytności, gdzie były stosowane, jako katakumby czy grobowce. Schrony podziemne znalazły szerokie zastosowanie w wieku XX głównie jako budowle obronne czy ochronne o przeznaczeniu wojskowym, bądź cywilnym.

Dzisiejsze obiekty podziemne budowane są w celu ochrony środowiska przed degradacją ze strony człowieka. Obiekt zagłębiony w gruncie to przykład ostrożnego, nowoczesnego, energooszczędnego, podziemnego budownictwa. Budowla taka wbrew pozorom nie jest skomplikowana w swej realizacji. Obiekty takie wykorzystywane są, jako domy mieszkalne, schrony służące ochronie człowieka przed niespodziewanym zagrożeniem tzw. sytuacją ekstremalną.

Dom określany mianem 'domu w ziemi' może mieć bardzo duże walory estetyczne jeśli będzie odpowiednio zaprojektowany i w czasie użytkowania nie wymaga wielu nakładów finansowych.

1. Charakterystyka obiektów zagłębionych w gruncie: earthshelterd i earthship

Domy typu earthsheltered są rozwiązaniem wciąż nowatorskim lecz już nie nowym, a jednak wciąż jednak rzadko spotykanym. Swoją oryginalną formę zawdzięczają temu, że ich konstrukcja jest okryta ziemią. Z uwagi na ten fakt domy te, możemy podzielić na trzy rodzaje:

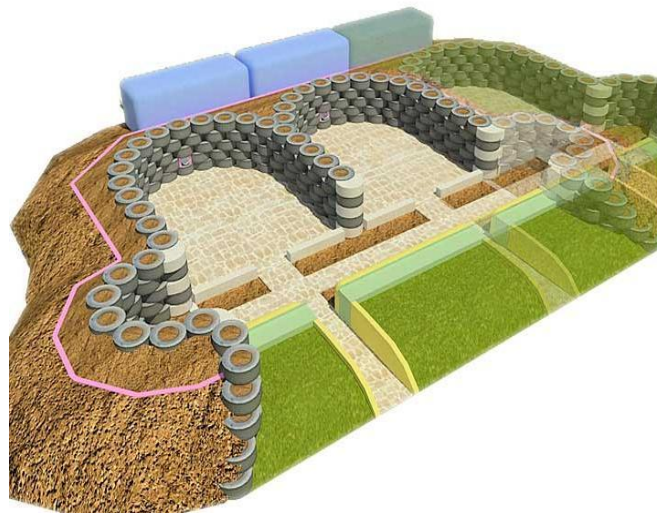
- całkowicie przykryte ziemią,
- z jedną elewacją odkrytą, która jest w większości przeznaczona na okna,
- domy okryte ziemią tylko częściowo.

Domy całkowicie przykryte ziemią są zazwyczaj ulokowane w zboczu wzgórza, co z uwagi na lokalizację jest właściwym rozwiązaniem. Domy z jedną elewacją odkrytą mogą być budowane na płaskim terenie, a dopiero potem przykryte ziemią. Takie rozwiązanie daje więcej możliwości aranżacji, gdyż możemy mieć dom odkryty z dwóch lub trzech stron. Wszystko zależy od koncepcji przyszłego użytkownika i projektanta. Trzecia opcja, czyli domy okryte ziemią tylko częściowo zakłada budynki wykonywane poniżej powierzchni gruntu, w których wnętrze doświetlane jest za pomocą świetlików lub wewnętrznego atrium [1].

¹ Student I roku studiów II stopnia Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej,

² Student I roku studiów II stopnia Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej.

Earthship (earth – ziemia, ship – statek) – przykład nowoczesnego, ekologicznego domu zbudowanego z lokalnie dostępnych materiałów – ziemi i odpadów. To pasywnie ogrzewane, samowystarczalne, autonomiczne budynki, gdzie elementem konstrukcyjnym są zużyte opony samochodowe, z których każda wypełniona jest gruntem. Konstrukcja ścian została pokazana na rysunku nr 1.



Rys. 1. Konstrukcja ścian - earthship [11]

Główne założenia earthship są następujące:

- domy te muszą być tanie w budowie i użytkowaniu,
- obiekt taki powinien być możliwie łatwy do zbudowania zarówno przez specjalistów, jak również niewykwalifikowanych ludzi pracujących pod kierownictwem kierownika budowy,
- przy budowie tego typu obiektu nie ma potrzeby stosowania ciężkiego sprzętu budowlanego,
- użyte materiały budowlane powinny być ekologiczne, korzystnie pozyskane z recyklingu, natomiast stosowane nowe wyroby muszą być naturalne, przyjazne ludziom i środowisku,
- budynek powinien być samowystarczalny energetycznie, pożądane jest pozyskiwanie w nim energii słonecznej i wiatrowej oraz wykorzystanie wody deszczowej [7].

Kryzys czasów powojennych, a w szczególności lata 50'te XX wieku naznaczone były próbami podźwignięcia światowej gospodarki z zaistniałej sytuacji oraz próbami ratowania lub odbudowy tego, co zniszczyła wojna. Odpowiednie działania ekonomiczne dały podstawy do poprawy sytuacji gospodarczej, jak również stanowiły punkt odniesienia do rozwoju przemysłu budowlanego i architektonicznego. Był to czas dużego zaangażowania i pozytywnej rywalizacji między inwestorami, projektantami i realizatorami ku wspólnemu dobru. Rosła powierzchnia miast i wysokość zabudowy. Bardzo dobrym przykładem odbudowy zniszczonego miasta jest Gdańsk.

Przedstawiony scenariusz posiadał tak zwolenników, jak i przeciwników. Zwolennicy dążyli do odbudowy tego, czego ich pozbawiono, a w wielu przypadkach był to dach nad głową. Natomiast grupę przeciwników stanowili ludzie zmęczeni natłokiem zaistniałych okoliczności. Doskonałym rozwiązaniem, a równocześnie kompromisem dla obu grup były domy – budowle w gruncie.

Pierwszy pomysł budowy domu zasymilowanego z naturalnym otoczeniem, a zarazem stanowiącym próbę właściwej gospodarki odpadami pojawił się w 1970 roku. Prekursorem tego pomysłu był Amerykański architekt – Mike Reynolds. Pierwszy earthship wybudowano w miasteczku Toas, na północy Stanu Nowy Meksyk w Stanach Zjednoczonych.

Od 1970 roku wybudowano ponad 2000 takich domów. Koncepcja Reynoldsa została wykorzystana w południowo – wschodniej Azji, gdzie budowano tego typu obiekty, jako tymczasowe schronienia dla ofiar licznych powodzi i innych katastrof [4].

W 2007 roku zakończono budowę earthshipu w Europie. Dom zbudowano w Ger – małej wiosce we francuskiej Normandii (pokazano na rysunku nr 2)



Rys. 2. Dom typu earthship w Ger [12]

Coraz chętniej domy z odpadów są budowane, nie tylko w Stanach Zjednoczonych, ale także w Anglii, Szkocji, Belgii, Francji, Holandii, Szwecji, Republice Południowej Afryki, Argentynie, Czechach, Estonii.

Również w Polsce można spotkać dom typu earthship. Obiekt ten wybudowano w Mierzeszynie koło Gdańska w 2014 roku. Na jego budowę zużyto 1500 opon, puszek po piwie, ziemi. Dom ten jednak odbiega od typowego earthshipu, gdyż polskie prawo budowlane wyraźnie określa, z jakich materiałów można wznosić budynki, a opon w podanych wymogach nie ma (choć jest to obecnie jeden z głównych materiałów, którego corocznie przybywa i należy utylizować lub poddawać recyklingowi). Wskutek tego szkielet zaprojektowano z drewnianych pali, którego

wypełnienie stanowią opony. Koniecznością było również wykopanie fundamentów. Budynek tylko częściowo zasypano ziemią [7].

Kolejny amerykański architekt Malcolm Wells zaprojektował pod ziemią swoje biuro. Wybudował je w trzy metrowym wykopie, który stał się podwórzem. Budynek przysypał ziemią i liśćmi, aby stworzyć podkład dla zielonej łąki. Wells nie był jednak pomysłodawcą takich czy podobnych rozwiązań, bowiem były one znane od wieków w różnych częściach świata, stał się on jednak mentorem dla wielu jego zwolenników. Amerykanin ten stworzył również nową i innowacyjną filozofię życia, której podstawą miał być dom wbudowany w ziemię - oszczędny, zasymilowany z otoczeniem [2].

W Wielkiej Brytanii w miejscowości Honingham w ramach budownictwa socjalnego wybudowano cztery budynki okryte z trzech stron ziemią i przykryte zielonym dachem. Budynki nie posiadają ogrzewania, dzięki czemu nie emitują w ogóle CO₂. Jak podają mieszkańcy koszty utrzymania budynku to niespełna £4 tygodniowo [9].

Kolejnym przykładem na terenie Polski obiektu mieszkalnego usytuowanego w ziemi typu earthsheltered jest realizacja domu Zdzisława Bolanowskiego w Brzeziu pod Bełchatowem (pokazana na rysunku nr 3). Realizacja powstała w otoczeniu lasu sosnowego na łagodnym stoku skierowanym w stronę południową. Właściciel chciał stworzyć dom możliwie najmniej ingerujący w otoczenie, z ekologicznych materiałów i oszczędny. Z drugiej strony nie chciał rezygnować z luksusu, który daje cywilizacja. Konstrukcję domu stanowią ściany murowane z żelbetowymi usztywnieniami. Wnętrze oświetlane jest dzięki wysokim oknom i świetlikom tunelowym. Jako źródło ogrzewania zastosowano pompę ciepła podłączoną do instalacji podłogowej. Budynek zwieńczono zielonym dachem [10].

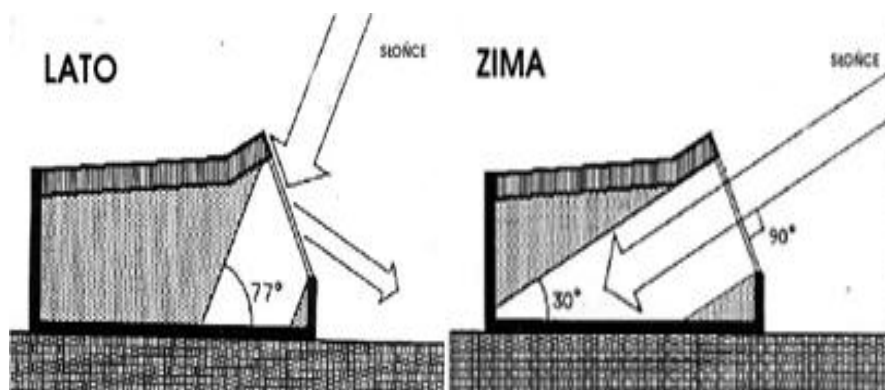


Rys. 3. Dom typu earthsheltered Zdzisława Bolanowskiego w Brzeziu [13]

2. Metodologia

Ekologiczny dom zasymilowany z otoczeniem, a dokładniej z gruntem opiera się na zainstalowaniu wielu rodzajów systemów. Stanowią one duży wydatek, gdyż mogą one estymować w granicach 30% kosztów całej budowy [8].

Znaczną część energii potrzebną na ogrzanie budynku możemy pozyskać z energii słonecznej. Istotną rolę odgrywa odpowiedni kąt nachylenia ściany frontowej (okna). W lecie słońce powinno oświetlać wąski pas pomieszczenia w celu zapobiegnięcia przegrzaniu; zimą powinno wpadać głęboko – ogrzewając całą podłogę i tylne ściany pomieszczeń. Prawidłowe ustawienie okna pokazano na rysunku nr 4.



Rys. 4. Prawidłowe ustawienie ściany frontowej w lecie i zimy [14]

Od strony południowej powinny być wykonane dwie szklane przegrody. Przestrzeń pomiędzy przeszkleniami może być zagospodarowana jako galeria bądź też oranżeria. Istnieje również możliwość stworzenia ogródka kwiatowego czy warzywnego, „zielonego” przez cały rok [7].

Systemem wartym uwagi w „podziemnych domach zielonych” jest wykorzystanie wody opadowej i topniejącego śniegu. Woda transportowana jest za pomocą warstwy drenażowej do rur spustowych, którymi trafia do zbiornika retencyjnego. Po oczyszczeniu przy pomocy filtrów może być stosowana, jako woda użytkowa, a nawet zdatna do picia. Woda szara na początku trafia do filtrów, następnie może nawadniać grządkę roślin lub zasilać spłuczki toalet. Z toalet odprowadzana jest woda czarna trafiająca do osadnika. Po przefiltrowaniu może być rozsączona po działce, stanowiąc dobre warunki dla rozwoju roślin. Rozwiązanie to może być stosowane tylko przy odpowiednio niskim poziomie wód gruntowych [11].

Wspomniane obiekty posiadają wiele zalet. Obsypane gruntem, bądź też wciśnięcie w zbocze domy tego typu nie zakłócają naturalnego krajobrazu. W wyniku obsypania gruntem

obiekty te mają mniejsze zapotrzebowanie na energię grzewczą i klimatyzacyjną, jak również nie są tak narażone na działanie zewnętrznych warunków klimatycznych jak domy tradycyjne (naziemne).

Doświetlanie pomieszczeń, gdzie światło nie ma dostępu możliwe jest, poprzez świetliki. Świetliki rurowe (tunelowe) wyposażone są w giętką rurę światłonośną, pozwalającą ominąć przeszkody konstrukcyjne w budynku.

W celu zapewnienia komfortu jakości powietrza wewnętrznego w tego typu budynkach (obiektach) koniecznością jest wykonanie odpowiedniego systemu wentylacyjnego. Komfort ten można uzyskać poprzez system scentralizowanej wentylacji. W systemie tym przewody nawiewne i wywiewne łączą się w jednym przewodzie zbiorczym, przez co możliwe jest podłączenie ich do centrali wentylacyjnej z wymiennikiem ciepła. [4]

Ziemia (grunt), którą obsypany jest budynek tworzy strefę buforową, w której warunki atmosferyczne „tracą swoją siłę” i tak latem warstwa ziemi zabezpiecza budynek przed zbytnim nagrzaniem, natomiast zimą energia zakumulowana latem zabezpiecza obiekt przed stratami ciepła; warstwa ziemi stanowi doskonałą izolację termiczną, akustyczną i wibracyjną, z których ostatnie są szczególnie cenne w obiektach posadowionych w pobliżu ciągów komunikacyjnych o dużym natężeniu ruchu; ustawienie budynku do wiatru stroną przysypaną gruntem zmniejsza oddziaływanie wiatru na konstrukcję [3].

Dodatkowo typowy earthship charakteryzuje się całkowitą niezależnością od źródeł zewnętrznych; dom ten jest samowystarczalny poprzez bezpośrednie czerpanie z natury wszelkich środków niezbędnych do życia. Jedną z zalet jest również niewygórowany koszt budowy takiego obiektu. Budownictwo podziemne (w tym wypadku mieszkalne) nie jest jednak pozbawione wad, z którym ważne są m.in.: bariery psychologiczne przed zamieszkaniem „pod ziemią”

W przypadku budynków typu earthsheltered koszty budowy są wyższe o około 20% w stosunku do tradycyjnej budowy, co jest wynikiem większej staranności wykonywania prac. W odniesieniu do obiektów typu earthship problemem może być obowiązujące prawo budowlane, które nie przewiduje wykonywania i użytkowania obiektów mieszkalnych pod osłoną ziemi. W niektórych krajach m.in. w Polsce opony nie są dopuszczone, jako materiał konstrukcyjny.

3. Podsumowanie

W przedstawionym artykule poruszono tematykę budownictwa podziemnego z uwzględnieniem obiektów mieszkaniowych. Jest to tematyka o tyle istotna, że może rozwiązywać w pewien sposób problem związany z utylizacją wyrobów wciąż bezpiecznych dla środowiska, jednak nie zdatnych już do użytku. Ukazane zostały przykłady realizacji mieszkalnych obiektów

podziemnych występujących w łagodnych strefach klimatycznych. Budując dom typu earthsheltered możemy się zbliżyć do środowiska zachowując naturalny ekosystem przez mniejsze straty powierzchni biologicznie czynnej. O ile domy bez instalacji centralnego ogrzewania dobrze sprawują się w klimacie umiarkowanym, to w Polsce istnieje ryzyko, że budowle mogłyby być niedogrzone. Jednak niezbędna w tej sytuacji instalacja byłaby znacznie mniej eksploatowana lub znacznie bardziej oszczędna. Ponadto istnieje również ryzyko, że woda deszczowa mogłaby nie pokrywać zapotrzebowania na wodę użytkową, ale z pewnością w znacznym stopniu zmniejszyłaby pobór z innych źródeł. Przedstawione w artykule nowatorskie rozwiązanie traktuje zużyte opony nie jako odpad, lecz jako pełnowartościowy materiał konstrukcyjny. W obu koncepcjach przeszklenia wykonywane są od strony najbardziej nasłonecznionej tj. południowej. Istotna jest również wysokość oraz kąt ustawienia przeszkleń. Obsypanie budynku gruntem zwiększa jego izolacyjność termiczną oraz bezwładność cieplną, przez co budynek jest mniej wrażliwy na dobowe i roczne gradienty temperatur. Przedstawiony artykuł stanowi punkt odniesienia do kolejnych analiz i rozważań dotyczących obiektów zagłębionych w gruncie o przeznaczeniu mieszkalnym.

Literatura

- [1] Aneslm A.J. Earth Shelters; A review of Energy Conservation Properties in Earth Sheltered Housing. Energy Conservation, 2012r. Chapter 5
- [2] Jaros A. Dom pod ziemią - e-sciany.pl, 2012r.
- [3] Kamieniarz M. Dom ekologiczny? – abc-sciany.pl
- [4] Kamieniarz M. Dom podziemny Powrót do przeszłości – izolacje.com.pl, 2011r.
- [5] Lee T. J., Glickman S.L. Steep Slopes Guide/Model Regulations, Lehigh Valley Planning Commission, 2008r.
- [6] Rokił M. Hydroizolacje podziemnych części budynków i budowli – izolacje.com.pl, 2013r.
- [7] „Living machine” – Earthship, samowystarczalny dom ekologiczny z odpadów – muratorplus.pl, 2012r.
- [8] <http://earthship.pl/>
- [9] <http://www.theguardian.com/environment/2007/nov/22/ethicalliving.renewableenergy>
- [10] materiał reklamowy firmy Danfoss:
http://pl.heating.consumers.danfoss.com/PCMFiles/7/master/Heat_Pumps_PL/Referencje/Ziemia_Brzezie.pdf
- [11] <http://ingenious.com/sectors/ecovillage/ecohome-design-ideas/>
- [12] <http://www.fr.all.biz/maison-100m2-5-pieces-ref-33-g35172>

[13] <http://platine.pl/podziemne-rezydencje-0-1161835.html>

[14] <http://earthship.pl/systemy.html>

TECHNOLOGICAL ASPECTS OF THE PERFORMANCE OBJECTS BURIED IN THE GROUND

Summary

Ecology, sustainable construction form an important aspect in modern building. More and more often there are houses built flush with the ground. We presented two types of residential buildings: earthsheltered and earthship in the article. The buildings are embedded in the ground. In both cases there is a glazed, located on the south side. Issues of notable is the fact that use of waste, used tires to build walls. These buildings feature a special systems such as heating, use of rainwater.

Opiekun naukowy: dr inż. Anna Stepień, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska.



tarcza, FRP, wzmocnienie, modele prętowe.

Tomasz KOWALIK¹

WZMOCNIENIA TARCZ ŻELBETOWYCH ZA POMOCĄ MATERIAŁÓW KOMPOZYTOWYCH

W pracy omówiono współcześnie stosowane materiały kompozytowe do wzmocniania konstrukcji budowlanych a w szczególności do wzmocniania tarcz żelbetowych. W celu pokazania zasad doboru wzmocnienia, jak również metodyki obliczania tego typu konstrukcji z zastosowaniem metody S-T pokazano przykład obliczeniowy.

1. Wprowadzenie

Podczas modernizacji istniejących obiektów budowlanych niejednokrotnie zachodzi potrzeba modernizacji składowych elementów konstrukcyjnych. Wzmocnianie to dotyczy wyłącznie stref rozciąganych. Obecnie wzmocnieniom podlega większość powszechnie stosowanych materiałów – od konstrukcji murowych, poprzez drewniane, stalowe a na żelbetowych kończąc. W literaturze można znaleźć wiele pozycji obrazujących wzmocnianie belek, płyt oraz słupów. Brak jest natomiast opracowań pokazujących efektywność wzmocnień w przypadku tarcz żelbetowych. Wielokrotnie wzmocnianie tych elementów jest niezbędne czego powodem mogą być nowoprojektowane otwory drzwiowe i okienne w istniejących elementach. Zmiana geometrii powoduje redystrybucję sił zewnętrznych, która powoduje wzrost koncentracji naprężeń w narożach otworu. Stosunkowo trudno jest określić wartość naprężeń w miejscach krytycznych za pomocą programów komputerowych, gdyż dokładność oprogramowania bazującego na metodzie elementów skończonych zależy od dokładności podziału siatki. Zbyt zgrubny podział zaniży wartości naprężeń, natomiast zbyt dokładny podział może doprowadzić do nieekonomiczności projektowanego wzmocnienia.

1.1. Współcześnie stosowane materiały kompozytowe

Powszechnie stosowane do wzmocniania konstrukcji żelbetowych są obecnie trzy typy włókien: szklane, aramidowe i węglowe. Z materiałów FRP produkuje się głównie taśmy, maty,

¹ Student II roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

pręty zbrojeniowe i ciągną sprężające. Parametry techniczne najczęściej stosowanych obecnie materiałów kompozytowych przedstawiono poniżej:

Tablica 1. Właściwości włókien FRP

Material	Moduł sprężystości [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	odkształcenia przy rozciąganiu [%]	Gęstość [g/cm ³]
Włókna węglowe				
Wysokiej wytrzymałości	215-235	3500-4800	1,4-2,0	1,7-1,9
Ultrawysokiej wytrzymałości	215-235	3500-6000	1,5-2,3	
wysokomodułowe	350-500	2500-3100	0,5-0,9	
ultrawysokomodułowe	500-700	2100-2400	0,2-0,4	
Włókna szklane				
E-, AR	70	1900-3000	3,0-4,5	2,6
S	85-90	3500-4800	4,5-5,5	
Włókna aramidowe				
Niskomodułowe	70-80	3500-4100	4,3-5,0	1,4
Wysokomodułowe	115-130	3500-4000	2,5-3,5	

Przykładowe wzmocnienia elementów konstrukcyjnych przedstawiono na rysunku poniżej.



Rys.1. Przykładowe wzmocnienia elementów konstrukcyjnych [7]

Najczęściej do wzmacnianiu obiektów budowlanych używa się taśm i mat. Zawartość włókien w taśmach waha się w granicach 50-70%. Ze względu na ich sztywność należy układać na gładkich i równych powierzchniach. W przeciwnym wypadku, po ułożeniu na nieprzygotowanym podłożu mogą powstać odspojenia taśm od powierzchni.

Maty są materiałami, w których włókna układane są w jednym, lub w dwóch prostopadłych kierunkach. Nasycenie włóknami materiału zawiera się w przedziale 25-35%. Maty cechuje łatwość układania na różnych materiałach i powierzchniach (również na powierzchniach wypukłych), oraz możliwość układania kilku warstw na sobie,

1.2. Modele obliczeniowe tarcz

Wzmacnianie elementów zginanych opiera się na ukształtowaniu materiałów FRP zgodnie z przebiegiem naprężeń rozciągających. W standardowych elementach żelbetowych (jak belki, płyty) można łatwo określić kierunek potrzebnego wzmocnienia. Sytuacja zmienia się w elementach o krzywoliniowym rozkładzie naprężeń. W takich przypadkach pomocna jest metoda Strut and Tie. Metoda ta polega na wyznaczeniu modelu kratownicowego w oparciu o trajektorie naprężeń. S-T składa się z rozciąganych cięgien (ang. Tie), ściskanych zastrzałów (ang. Strut) oraz węzłów. Przykładowe modele tarcz wraz z odpowiadającymi im modelami prętowymi przedstawiono na rysunku 2 na następnej stronie.

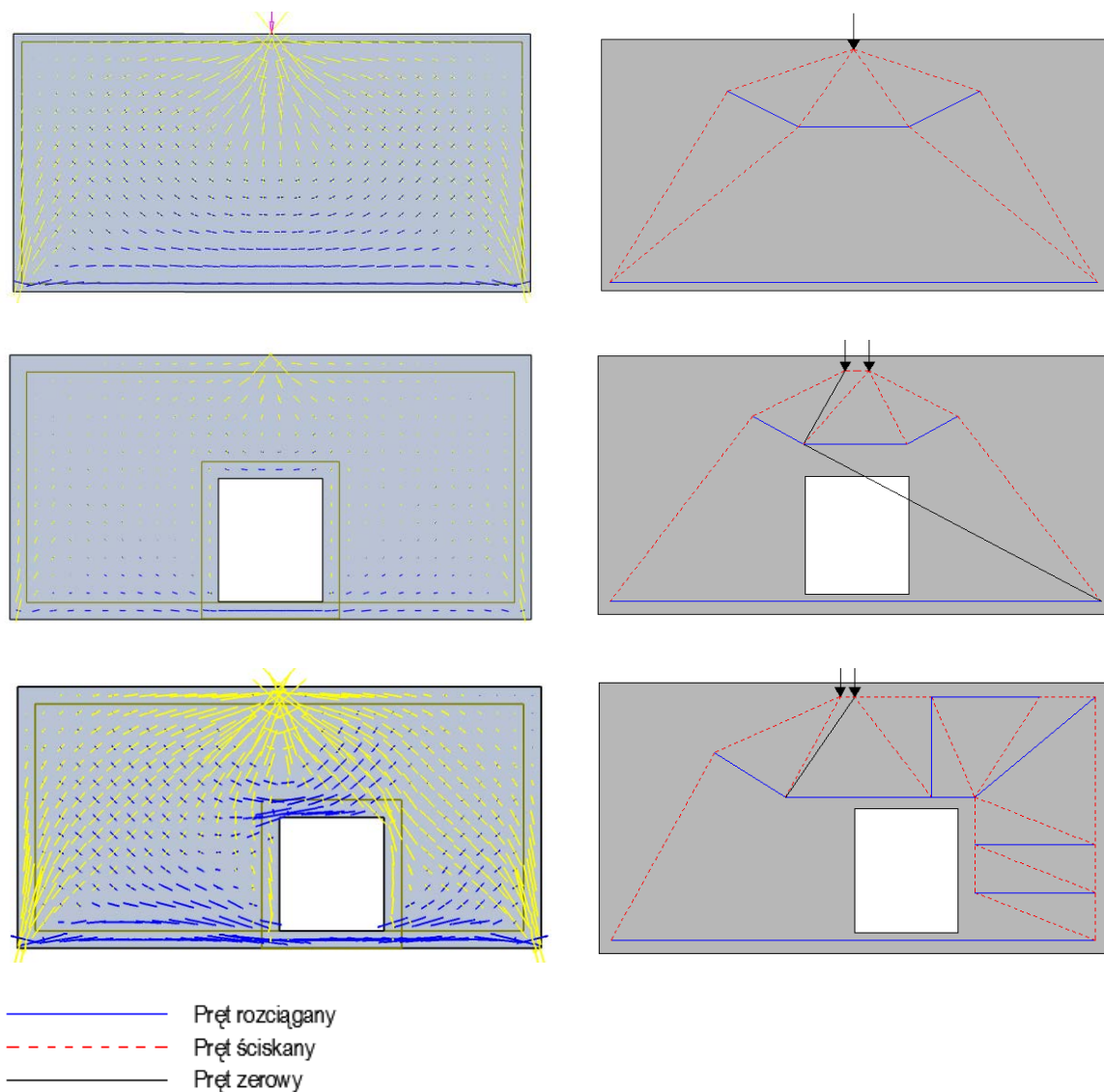
W analizie odkształceń wzmocnionej konstrukcji rozpatruje się modele zniszczenia bez zarysowania. Można wyróżnić następujące modele zniszczenia:

- zerwanie kompozytu podczas płynięcia stali przed zniszczeniem betonu,
- zerwanie kompozytu przed płynięciem stali i zniszczeniem betonu,
- zerwanie kompozytu po uplastycznieniu stali i przed zniszczeniem betonu,
- zmiżdżenie betonu przed fazą płynięcia stali i przed zerwaniem kompozytu,
- zmiżdżenie betonu w fazie płynięcia stali i przed zerwaniem kompozytu,
- zmiżdżenie betonu po zerwaniu stali i przed zniszczeniem kompozytu,
- zerwanie kompozytu i stali przed zarysowaniem betonu.

Wzmocnienie traci efektywność przy odspojeniu się kompozytu od płaszczyzny wzmacnianego elementu – tzw. debonding. Jest to zjawisko niepożądane wynikające ze złego przygotowania powierzchni przed wzmacnianiem, bądź niejednorodności betonu. Zniszczenie wzmocnienia może powstać również poprzez ścięcie betonu w zakotwieniu kompozytu.

Projektując wzmocnienie, należy starać się doprowadzić do zniszczenia poprzez zerwanie taśmy w fazie płynięcia stali i przed zmiżdżeniem betonu. Taki mechanizm zniszczenia można

uzyskać w przypadku taśm sprężonych. Wynika to z faktu, że zbrojenie w analizowanym elemencie przed wzmocnieniem ma niewielkie, lub nie ma już rezerwy odkształceń sprężystych. Natomiast wzmocnienie zwiększa nośność w danym momencie bez potrzeby dodatkowego wyężenia elementu, co nie ma zastosowania w przyklejaniu taśm niesprężonych.

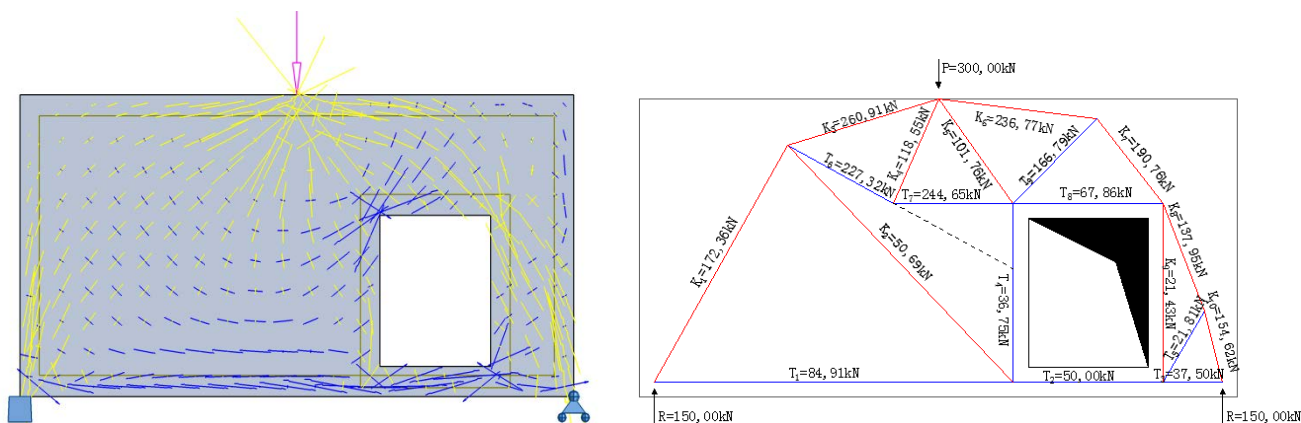


Rys. 2. Przykłady modeli S-T wraz z trajektorią naprężeń głównych

2. Przykład obliczeniowy

W analizowanym przykładzie posłużono się modelem tarczy żelbetowej o wymiarach 1x2x0,15m z otworem o wymiarach 0,5x0,4m wykonanej z betonu klasy C30/37 oraz zbrojenia ze stali Epstal B500SP. Zbrojenie tarczy składa się z ortogonalnej siatki wykonanej z prętów $\phi 8$ w rozstawie co 15cm oraz zbrojenia głównego składającego się z dwóch prętów $\phi 25$. Konieczność

wzmocnienia zachodzi ze względu na skorodowanie prętów głównych w dolnej części tarczy oraz braku dodatkowego zbrojenia w rejonie otworu co przyczynia się do nadmiernych zarysowań w tym rejonie. Zastosowano wzmocnienia z taśm z włókna węglowego doklejanych do podłoża elementu za pomocą kleju epoksydowego. Schemat analizowanej tarczy wraz z trajektorią naprężeń głównych został przedstawiony na rysunku poniżej.



Rys. 3. Trajektoria naprężeń głównych w analizowanej tarczy oraz odpowiadający model kratownicowy

Dane: grubość tarczy 150mm, beton $f_{ck} = 30MPa$, $f_{cd} = 21,43MPa$, $\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 0,88$.

2.1. Sprawdzenie naprężeń w węzłach

Węzły modelu są wyodrębnionymi elementami konstrukcji w których zbiegają się wyodrębnione uprzednio pręty modelu. Węzeł musi być tak zaprojektowany, aby był zdolny przenieść działające oraz aby nie powstały w nim nadmierne deformacje powodujące np. zarysowanie betonu. Sprawdzenie nośności węzłów polega na wykazaniu, że maksymalne naprężenia σ_c nie powodują wartości granicznych równych wytrzymałości betonu f_{cd} . Warunek ten sprawdza się za pomocą wzoru:

$$\sigma_{ci} = \left(\frac{F_i}{C_i \cdot b} \right) \leq \nu \cdot f_{cd} \quad (1)$$

Gdzie:

F_i - siła w krzyżulcu,

C_i - obliczeniowa szerokość krzyżulca betonowego,

b - grubość tarczy,

ν - współczynnik redukcyjny zależny od kąta nachylenia oraz od rodzaju węzła. Dla węzłów CCT i CCC wynosi odpowiednio: 0,85 dla $\theta > 45^{\circ}$ lub 0,75 dla $\theta \leq 45^{\circ}$ oraz 1,1,

f_{cd} - obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie równa $\frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5}$

a) Sprawdzenie węzła A (węzeł CCT).

Przyjęto szerokość strefy podporowej równą 100mm. Szerokość ta ma znaczny wpływ na geometrię węzła, który konstruuje się jako hydrostatyczny. Hydrostatyczny rozkład naprężeń postaje, gdy pionowy bok trójkąta ma wysokość:

$100\text{mm} \cdot \text{ctg}\theta = 100\text{mm} \cdot \text{ctg}61^{\circ} = 55\text{mm}$, gdzie θ - kąt nachylenia krzyżulca betonowego.

Naprężenia normalne na połączeniu tarcza-podpora:

$$\sigma_c = \frac{R}{b \cdot a} = \frac{100\text{kN}}{0,15\text{m} \cdot 0,1\text{m}} = 6,67\text{MPa}$$

Maksymalne naprężenia w węźle CCT: $\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 12,72\text{MPa}$

Wyniki obliczeń dla pozostałych węzłów podano w tabeli poniżej.

Tablica 2. Wyniki obliczeń dla poszczególnych węzłów.

Węzeł	σ_c [MPa]	$\sigma_{Rd,max}$ [MPa]
A (CCT)	10,05	12,72
B (CCT)	10,00	12,72
C (CCC)	11,40	16,46
C (CCC)	8,43	16,46

2.2. Wzmocnienie tarczy

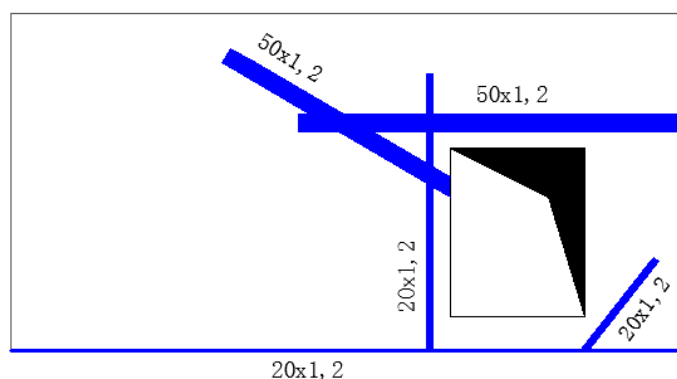
Obecnie do wzmocniania konstrukcji budowlanych stosowanych jest wiele materiałów (wymienione w pkt. 1). W analizowanym przykładzie do wzmocnienia zastosowano taśmy z włókien węglowych na bazie żywic epoksydowych. Przeznaczone są one do wzmocniania konstrukcji betonowych, żelbetowych, sprężonych i stalowych. Parametry wytrzymałościowe materiału podawane przez producenta: grubość taśm 1,2mm, najczęściej stosowane szerokości: 20, 50, 60, 80, 90, 100, 120mm, moduł sprężystości $E=168\text{GPa}$, wytrzymałość na rozciąganie 2500MPa. Nośność tych taśm nie może być zrealizowana w pełnym zakresie, ponieważ maksymalne dopuszczalne wydłużenie wynosi 0,6-0,8%, co daje nośność na poziomie 40-60%. Przy przechodzeniu taśm na „drugą stronę” tarczy krawędzie należy sfazować w celu zapewnienia przylegania całej powierzchni kompozytu do wzmocnianego elementu. Ponieważ w obrębie otworu,

oraz w dolnej części tarczy nie występuje zbrojenie, zaproponowane wzmocnienie musi przenieść w całości siły rozciągające.

Tablica 3. Zestawienie zastosowanych taśm.

Oznaczenie	Siła w pręcie [kN]	Rodzaj wzmocnienia
T1	84,91	2x20x1,2*
T2	24,81	2x20x1,2
T3	36,75	2x20x1,2
T4	244,65	2x50x1,2
T5	227,00	2x50x1,2
T6	166,79	4x20x1,2
*) oznaczenia taśm: 2x20x1,2 – ilość, szerokość [mm], grubość [mm]		

Schemat rozmieszczenia taśm w analizowanej tarczy.



Rys.4. Schemat rozmieszczenia taśm

Taśmy naklejane są dwustronnie, przy czym taśmy realizujące wzmocnienie prętów T2, T3, T4 przechodzą na drugą stronę w celu zmniejszenia konieczności realizowania długości zakotwienia co w niektórych przypadkach jest trudne do uzyskania.

3. Podsumowanie

Otwory w ścianach żelbetowych powodują wiele problemów. Poza zmianą wartości naprężeń może zdarzyć się również, że nastąpi zmiana znaku. Stosowanie wzmocnień jest konieczne przy zmianie geometrii poprzez wycinanie nowego otworu np. drzwiowego. Projektując elementy tarczowe z otworami należy przeprowadzić dokładną analizę numeryczną z analizą naprężeń. Najlepszą metodą projektowania tarcz jest niewątpliwie metoda kratownicowa przedstawiona w

niniejszej pracy. Pomaga ona zbudować stosunkowo prosty model, którym możemy zastąpić rozważany model. Dzięki takiemu podejściu można obliczyć potrzebne zbrojenie oraz zaprojektować wzmocnienie.

Literatura

- [1] Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2. Zasady ogólne i zasady dotyczące budynków. Warszawa, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2012.
- [2] Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu2. Warszawa, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2009.
- [3] Wranik J., Korentz J., Pawłowski M.: Wzmacnianie tarcz żelbetowych z otworami przez dodanie warstwy z włókien węglowych. *VIII Konferencja „Konstrukcje Zespólone”*. Zielona Góra, 2008.
- [4] Andermann F., Tarcze prostokątne obliczenia statyczne. Warszawa, Arkady, 1966.
- [5] Kowalik T., Wojaczek W., Projektowanie konstrukcji żelbetowych metodą S-T. *II Konferencja Studentów i Doktorantów WBLiW. Szklarska Poręba, 2013.*
- [6] PN-EN 1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [7] www.pol.sika.com

ANALYSIS OF A BEHAVIOUR OF PLANE LOADED PLATES STRENGTHENED WITH COMPOSITE MATERIALS

Summary

The paper describes modern FRP materials used to strengthen building's construction, especially used to increase strength of plane-loaded reinforced plates. There are also presented various ways of destroying reinforced elements and different types of walls with openings. In order to provide analysis of the wall slab with the opening, Strut and Tie method was executed on a model and showed as example.

Opiekun naukowy: dr inż. Tomasz Trapko, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska



Beton natryskowy, torkret, wzmocnianie

Monika LOSKA¹
Katarzyna ŚLIWIŃSKA²

TORKRET – CZYLI EFEKTYWNE WZMACNIANIE KONSTRUKCJI BETONEM NATRYSKOWYM

Niniejsza praca przedstawia specyfikę betonu natryskowego oraz jego zastosowanie. Odwoływano się do Norm Europejskich PN-EN 14487-1 oraz PN-EN 14487-2 w zakresie składu i przygotowania mieszanki betonowej, zaprezentowano metody wykonania betonu natryskowego (metoda mokra oraz sucha). Przedstawiono prace przygotowawcze przed natryskiwaniem betonu na podłoże. Skupiono się na zastosowaniu torkretu podczas wzmocniania konstrukcji i zaprezentowano przykłady wykorzystania betonu natryskowego przy wzmocnieniach i naprawach.

1. Wstęp

Beton natryskowy (z ang. shotcrete, z niem. Spitzbeton) to wg [1] mieszanka cementu, kruszywa i innych składników (dodatków, domieszek, włókien, wody), która jest wyrzucana pneumatycznie przez dyszę wylotową, tworząc pod działaniem własnego pędu gęstą jednorodną masę. Norma [1] określa tę mieszankę mianem „beton natryskowy”, jednak w Polsce przyjęła się również nazwa „torkret”. Obydwie formy w niniejszym referacie będą używane zamiennie.

Podstawą prawną do stosowania betonu natryskowego są normy [1], [2], w których często występują powołania na normę [3].

Historia torkretu sięga roku 1910 r., kiedy Amerykanin C.E. Akeley opatentował pierwszą torkretnicę. Składała się ze zbiornika ciśnieniowego, gdzie znajdowała się sucha mieszanka cementu i piasku, oraz z węża, gdzie pod wpływem sprężonego powietrza, mieszanka była transportowana. Wąż był zakończony dyszą, do której doprowadzano rozpyloną wodę, dzięki czemu mieszanka była nawilżana [4].

2. Skład i własności betonu natryskowego

Zasadniczo torkret nie różni się znacząco od betonu zwykłego pod względem składu

¹ Studentka I roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej,

² Studentka I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

i dotyczących jego wymagań. Wszystkie składniki muszą być zgodne z właściwymi dla nich normami.

Podstawowymi składnikami betonu natryskowego są: cement, kruszywo, woda, ewentualnie zbrojenie i inne, zmieniające właściwości mieszanki.

Skład torkretu odnosi się do betonu po natryskiwaniu. Należy przy tym uwzględnić wpływ dodania wody oraz domieszek przyspieszających na proces natryskiwania, a także wpływ zjawiska odbicia [1].

Podczas doboru składu mieszanki betonowej należy uwzględnić wszystkie kryteria w odniesieniu do mieszanki betonowej oraz do stwardniałego betonu, w szczególności dotyczące: konsystencji (dla metody mokrej), gęstości, wytrzymałości, trwałości, ochrony przed korozją wbudowanej stali oraz zjawiska odbicia i pylenia materiału podczas natryskiwania.

Wymagania dotyczące składu i właściwości betonu zależą od planowanego okresu trwałości konstrukcji i od klasy ekspozycji i są zgodne z [3].

Najczęściej stosowanym cementem do wyrobu torkretu jest cement portlandzki klas wyższych: CEM I 42,5R i CEM I 52,5 R [4]. Minimalna zawartość cementu w mieszance podstawowej powinna wynosić 300 kg/m^3 [1].

Kruszywo powinno być dobrane w taki sposób, by krzywa uziarnienia była zrównoważona. Powinno być wystarczająco drobne, by zapewnić dobrą pompowalność mieszanki, a zarazem wystarczająco grube, by spełnić wymagania dotyczące wytrzymałości i przyczepności. Stosowanie kruszywa o odpowiedniej krzywej uziarnienia zmniejsza niekorzystne zjawisko odbicia. Nie stosuje się ziaren o średnicy większej niż 12 mm, by nie nastąpiło zablokowanie dyszy [4].

Norma [2] dopuszcza stosowanie zbrojenia betonu natryskowego w formie siatek, prętów zbrojeniowych bądź włókien stalowych lub polimerowych. Długość włókien nie powinna być większa niż 70% średnicy wewnętrznej węża transportującego.

Stosunek wodno-cementowy powinien mieścić się w zakresie $w/c = 0,35-0,5$ [1]. Dzięki natryskowi z dużą prędkością uzyskuje się beton o dokładnym zagęszczeniu i dużej gęstości, charakteryzujący się małą porowatością i nasiąkliwością, a co za tym idzie wysoką mrozoodpornością.

3. Metody wykonania betonu natryskowego

Ze względu na miejsce dodania wody do mieszanki betonowej wyróżnia się dwie metody wykonania betonu natryskowego: metodę suchą oraz mokrą.

Wybór określonej metody nie jest jednoznaczny i zależy od warunków technicznych. Jednak

biorąc pod uwagę wady i zalety poniższych metod, można dobrać optymalny sposób produkcji torkretu.

3.1. Metoda sucha

Mieszanka podstawowa w tej metodzie jest mieszanką tzw. suchą, składającą się z cementu, kruszywa i innych składników, a woda i ewentualne domieszki przyspieszające bądź opóźniające wiązanie dodawane są w końcowym stadium natryskiwania, w dyszy wylotowej. Taki sposób gwarantuje natychmiastową ręczną korektę konsystencji mieszanki betonowej do warunków zewnętrznych, takich jak nasłonecznienie czy siła wiatru, poprzez regulację ilości dodawanej wody. Niewątpliwymi zaletami również są: możliwość transportu na duże odległości oraz ograniczenie wielkości zbiornika na mieszankę betonową, co zwiększa mobilność, co ma duże znaczenie przy robotach wykonywanych w trudnych warunkach. Prędkość wylotowa jest większa niż w metodzie mokrej, w związku z czym mieszanka osiąga lepszą przyczepność do podłoża [5].

3.2. Metoda mokra

W tej metodzie następuje najpierw połączenie cementu, kruszywa, innych składników oraz wody. Mokra mieszanka betonowa musi mieć odpowiednią konsystencję według [3]. Następnie gotowa mieszanka jest transportowana hydraulicznie do dyszy wylotowej i natrykiwana na żądaną powierzchnię. Korekta konsystencji jest możliwa dopiero po przerwaniu prac i opróżnieniu węża ze znajdującego się w nim materiału. Wcześniejsze dodanie wody gwarantuje stały współczynnik w/c, a także stałe proporcje między składnikami oraz ich lepsze wymieszanie. Mokra mieszanka zapewnia mniejsze zapylenie i mniejsze straty cementu podczas transportu. Produkcja mieszanki betonowej jest zautomatyzowana, dzięki czemu może być wykonywana na dużą skalę [5].

4. Przygotowanie podłoża

Ważne we wzmocnieniach i naprawach obiektów budowlanych metodą torkretowania jest odpowiednie przygotowanie podłoża. Według [2] beton natryskowy powinien być układany na dokładnie oczyszczonej, szorstkiej i pozbawionej uszkodzeń powierzchni. Ponadto należy dokonać aktualnego stanu technicznego konstrukcji oraz, jeśli występują uszkodzenia powierzchni, należy przeprowadzić pełne rozpoznanie ich stopnia i charakteru. Równie ważne jest także dobranie odpowiedniego składu betonu natryskowego i prawidłowe wykonanie natrysku wraz z mokrą pielęgnacją betonu.

5. Zastosowania torkretu

Można wyróżnić wiele istotnych zastosowań torkretu. Wynika to z faktu, że jest to obecnie najbardziej wszechstronny i dynamicznie rozwijający się proces technologiczny. Zarówno metoda sucha torkretowania, jak i metoda mokra, mają szerokie zastosowanie w budownictwie, jednak pierwsza z nich jest szczególnie przydatna w naprawach konstrukcji ze względu na jej elastyczność. Beton natryskowy ze względu na swoje właściwości jest użyteczny w naprawach i wzmacnianiu konstrukcji oraz gruntu, a także we wznoszeniu nowych obiektów, w przypadku, gdy stosowane są specjalne metody budowy. Dodatkowo materiał ten jest odpowiedni, gdy nie można użyć deskowania lub warstwa powinna być bardzo cienka. Beton natryskowy jest także wykorzystywany, gdy konieczne jest uzyskanie wczesnej wytrzymałości konstrukcji. Ponadto zastosowanie betonu natryskowego w wielu przypadkach powoduje znaczny spadek kosztów oraz dużą oszczędność czasu.

5.1 Naprawy i renowacje

Torkret jest często najlepszym rozwiązaniem przy naprawach i renowacjach istniejących konstrukcji betonowych lub żelbetowych. Począwszy od zbiorników i basenów, systemu kanalizacyjnego, garaży i parkingów, aż po silosy, ściany oporowe czy mosty i wiadukty, zastosowanie torkretu jest praktycznie nieograniczone. Istotne jest, że przy wykorzystaniu tej metody można praktycznie wyeliminować użycie deskowania, co znacząco obniża czas i koszty inwestycji. Ponadto beton natryskowy można użyć w konstrukcjach o znacznych wymiarach geometrycznych i dużych powierzchniach, a także przy wykonaniu ścian krzywoliniowych. Po renowacji czy naprawie przy zastosowaniu torkretu konstrukcja powinna być trwała i odporna na działanie czynników środowiskowych, a także odpowiednio wzmocniona.

5.2 Budownictwo podziemne

Beton natryskowy może być także użyty w budownictwie podziemnym. Wykopy ziemne i skalne mogą być skutecznie stabilizowane i wzmocnione przez odpowiedni system mocujący przy zastosowaniu tego materiału. Torkret jest także polecanym rozwiązaniem w budownictwie tunelowym i górniczym. Dzięki ścisłemu przyleganiu do konturu wyrobiska oraz przeciwstawianiu się przemieszczeniom konturu wyrobiska powoduje występowanie w masywie skalnym trójosiowego stanu naprężenia, który korzystnie wpływa na jego nośność [5]. Dodatkowo zapewnia większą elastyczność profilu, co współgra z naturalnymi odprężeniami gruntu.

5.3 Zastosowanie architektoniczne

Stosunkowo nowym przeznaczeniem torkretu jest jego funkcja architektoniczna. Zauważono, że materiał ten może być wykorzystany również w kształtowaniu ciekawych geometrycznie powierzchni oraz konstrukcji cienkościennych, takich jak np. kopuły czy przekrycia dachowe. Dodatkowo beton natryskowy znajduje szerokie zastosowanie w obiektach zabytkowych, przy odtwarzaniu skomplikowanej faktury zewnętrznej np. łuków czy sklepień, a także przy wzmacnianiu danych elementów.

6. Przykłady wykorzystania torkretu

Ciekawym przykładem wykorzystania torkretu jest wzmocnienie konstrukcji sklepienia nad nawą kościoła Przemienienia Pańskiego w Poznaniu **Błąd! Nie można odnaleźć źródła odwołania.** (Rys. 1). Ze względu na krytyczny stan sklepienia, prowadzący do globalnej katastrofy budowlanej, zdecydowano się na zaprojektowanie wzmocnienia sklepienia przez jego podwieszenie i zespolenie z żelbetową cienkościenną powłoką wykonaną w technologii betonu natryskowego B-30 o grubości 8 cm na grzbietowej powierzchni sklepienia (Rys. 2). Wybór tej metody wynikał z doskonałej efektywności konstrukcyjnej torkretu, a także ze względów konserwatorskich w celu zachowania pierwotnego kształtu sklepienia po stronie grzbietowej. Zwrócono również uwagę na ochronę polichromii przez zawilgoceniem i uszkodzeniami mechanicznymi [7].



Rys. 1 Widok sklepienia od strony ołtarza [7]



Rys. 2 Fragment zatorkretowania zbrojenia. Widoczne zbrojenie żebra ukrytego [7]

Kolejnym przykładem zastosowania torkretu jest wzmocnienie oraz zmiana schematu statycznego wiaduktu składającego się z dwóch obiektów jednokierunkowych o jezdniach z 3 pasami ruchu w każdym kierunku i długości ponad 530 metrów **Błąd! Nie można odnaleźć źródła odwołania.** (Rys. 3). Warstwa betonu natryskowego została użyta do wzmocnienia słupów i oczepów. Ponadto torkret znalazł zastosowanie w naprawie dolnej powierzchni płyty pomostowej oraz dźwigarów strunobetonowych (Rys. 4).



Rys. 3 Wiadukt po naprawie i wzmocnieniu [4]



Rys. 4 Wzmacnianie słupów wiaduktu **Błąd! Nie można odnaleźć źródła odwołania.**

Ostatnim z przykładów szerokiego zastosowania torkretu jest modernizacja sejsmiczna Szkoły prawa Cecil C. Humphreys i przekształcenie jej w Uniwersytet Memphis, ogłoszona w styczniu 2006 r. [8]. Budynek o powierzchni około 13 tysięcy m² powstawał pomiędzy 1903 a 1929 rokiem, przy wykorzystaniu wapieni, granitów oraz marmuru (Rys. 5). Niestety obecnie nie są spełnione przepisy prawa budowlanego związane z odpornością na trzęsienia ziemi, dlatego zdecydowano się na wzmocnienie konstrukcji warstwą betonu natryskowego. Wewnętrzna powłoka zbrojona ze stali i wykończona torkretem zapewniła odpowiednie wsparcie belek stropowych i wytrzymałość na drgania (Rys. 6).



Rys. 5 Fasada Uniwersytetu Memphis [8]



Rys. 6 Wzmacnianie ścian Uniwersytetu [8]

7. Podsumowanie

Wykorzystanie betonu natryskowego przy wzmacnianiu i naprawie obiektów budowlanych jest w wielu przypadkach jedyną skuteczną i możliwą metodą. Zastosowanie torkretu powoduje znaczny spadek kosztów oraz dużą oszczędność czasu, co jest niewątpliwie zaletą z punktu widzenia inwestora projektu. Ponadto należy pamiętać o odpowiednim doborze składu mieszanki betonowej, a także prawidłowym przygotowaniu podłoża do przeprowadzenia torkretowania.

W momencie spełnienia wszystkich niezbędnych czynników, metoda torkretowania jest opcją skuteczną i ekonomiczną, powodującą zwiększenie wytrzymałości i odporności na działanie środowiska zewnętrznego obiektu budowlanego.

Literatura

- [1] PN-EN 14487-1. Beton natryskowy. Część 1: Definicje, wymagania i zgodność.
- [2] PN-EN 14487-2. Beton natryskowy. Część 2: Wykonanie.
- [3] PN-EN 206-1. Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [4] Słówek G., Majchrzak W.: *Betony natryskowe. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*. Szczyrk, 2010, tom III, str. 217-262.
- [5] Tajduś A., Cała M., Tajduś K.: *Geomechanika w budownictwie podziemnym. Projektowanie i budowa tuneli*. Wydawnictwa AGH, Kraków, 2012.
- [6] Słówek G., Majchrzak W.: *Beton natryskowy w naprawach konstrukcji betonowych. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary budowlane 2011”*. Międzyzdroje, 2011.
- [7] Jasięńko J., Majchrzak W., Rapp P., Słówek G.: *Wzmocnienie sklepienia krzyżowo-żebrowego za pomocą powłoki żelbetowej wykonanej metodą suchą betonu natryskowego. Trwałe rozwiązania naprawcze w obiektach budowlanych*. Praca zbiorowa pod redakcją M. Kamińskiego, J. Jasiczaka, W. Buczkowskiego, T. Błaszczynskiego, DWE, Wrocław, 2010.
- [8] Seismic Retrofit to the University of Memphis' Cecil C. Humphreys School of Law. *Shotcrete*. Spring 2010.

SHOTCRETE – AN EFFECTIVE METHOD FOR STRENGTHENING STRUCTURES USING SPRAYED CONCRETE

Summary

This paper presents the specificities of sprayed concrete and its application. Reference to the European standards PN-EN 14487-1 and PN-EN 14487-2 with regard to composition and preparation of shotcrete is made. Two methods of the implementation of shotcrete (wet and dry) and preparation before spraying concrete on the ground are presented. This paper focuses on the use of shotcrete while reinforcing the structure. Study cases of strengthening and repairs which were carried out are also presented.



zbiornik sprężony, pilastry, straty, ekonomia, koszty

Barbara ŁABUZEK¹
Łukasz PIECHÓWKA²

ANALIZA WPŁYWU LICZBY PILASTRÓW NA ASPEKTY EKONOMICZNE BUDOWY ZBIORNIKÓW SPRĘŻONYCH

Artykuł przedstawia wpływ liczby pilastrów na koszty budowy zbiornika sprężonego, a w szczególności na koszty materiałów. W pracy rozpatrzono dwie wersje zbiornika sprężonego, zbiornik z sześcioma i z dziesięcioma pilastrami. Kryterium pozwalającym porównać dwa omawiane zbiorniki jest uzyskanie takich samych naprężeń obwodowych w ścianie zbiornika dla sytuacji użytkowej.

1. Założenia przyjęte do analizy

Projektowanie konstrukcji wymaga od inżyniera podjęcia szeregu decyzji, które pozwolą stworzyć mu konstrukcję spełniającą swoje zadanie użytkowe i jednocześnie będącą zoptymalizowaną pod względem kosztów wykonania i eksploatacji.

Dla takich konstrukcji jakimi są zbiorniki już na etapie doboru wstępnych parametrów geometrycznych należy podjąć decyzję o liczbie pilastrów, w których następnie będą zakotwione kable sprężające. Liczba pilastrów ma niebagatelne znaczenie dla projektanta gdyż wpływa ona na rozkład sił w obwodach sprężających co wynika z różnego poziomu strat w zależności od długości kabli, a to zaś bezpośrednio od liczby pilastrów. Nie jest ona też bez znaczenia dla inwestora – dodatkowy pilaster to dodatkowa ilość betonu, większa liczba zakotwień, ale mniejsze starty siły więc mniejsza ilość obwodów stali sprężającej.

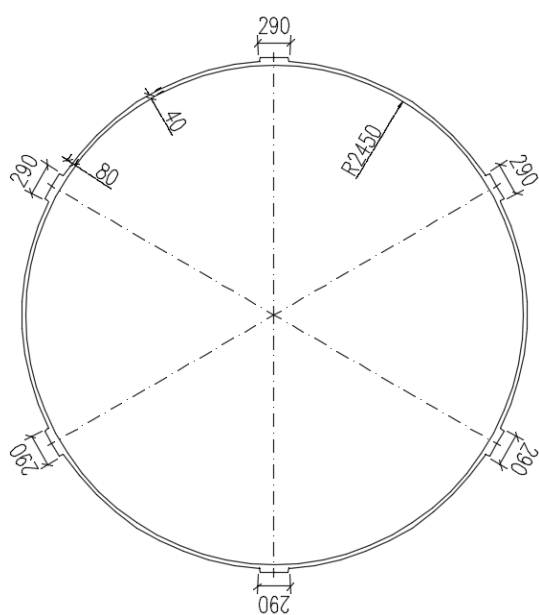
W artykule pokazano próbę optymalizacji kosztów dla zbiornika z sześcioma pilastrami, który jest obecnie w fazie realizacji. Realizacja omawianej konstrukcji ma miejsce w Krakowie, w dzielnicy Górka Narodowa Wschód. Obiekt ten jest przeznaczony na wodę pitną, a jego projektowana pojemność to $V=15000\text{m}^3$.

¹ Studentka I roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej,

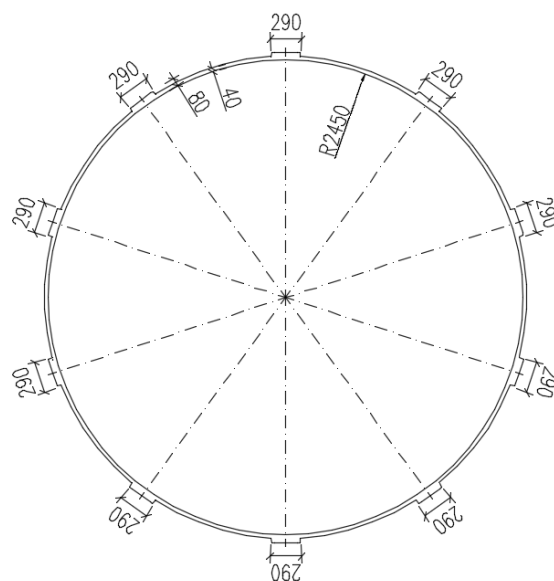
² Student I roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

1.1. Geometria zbiorników i parametry materiałów

Zbiornik został zaprojektowany jako monolityczny o wysokości ściany 9m i grubości 0,4m. W miejscach zakotwienia kabli sprężających zastosowano poszerzenie grubości ściany do 0,8m w formie pilastra, jego szerokość to 2,9m. Średnica wewnętrzna zbiornika wynosi 24,5m, ściana jest oparta na specjalnych podkładkach ślizgowych, które mają zapewnić połączenie przegubowo-przesuwne ściany z dnem. Do budowy zbiornika wykorzystano beton klasy C35/45 oraz kable sprężające siedmiosplotowe $7\phi 5$ ze stali Y1860, o polu przekroju pojedynczego splotu $A_{p1}=150\text{mm}^2$. Opracowanie nie obejmuje stali zwykłej, przyjęto iż w każdej z wersji zbiornika ze względu na zbliżone wartości naprężeń będzie jej taka sama ilość. Wszystkie parametry betonu przyjęto zgodnie z podanymi w [3]. Założono następujące parametry stali sprężającej: charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie $f_{pk}=1860\text{MPa}$, moduł sprężystości podłużnej $E_p=195\text{GPa}$. Geometrie obiektów przedstawiają (Rys.1) i (Rys.2).



Rys. 1 Geometria zbiornika z sześcioma pilastrami.

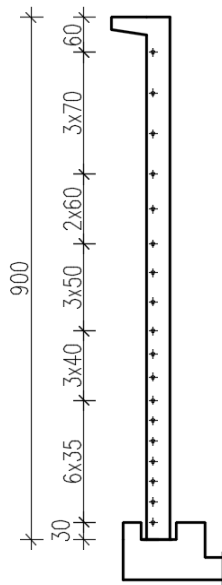


Rys. 2 Geometria zbiornika z dziesięcioma pilastrami.

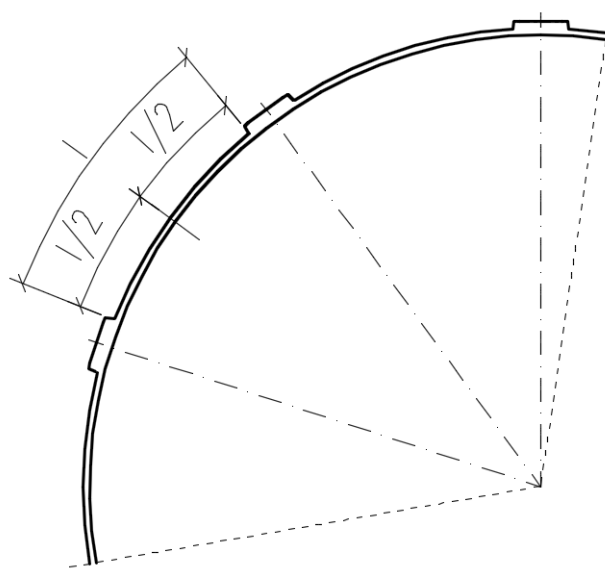
2. Ilość i rozmieszczenie kabli sprężających

Liczba i sposób rozmieszczenia kabli sprężających w zbiorniku z sześcioma pilastrami przyjęto zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji (Rys. 3) natomiast dla zbiornika z dziesięcioma pilastrami przyjęto liczbę kabli i ich rozstaw zgodnie z przedstawionymi poniżej założeniami. Za kryterium pozwalające uzyskać miarodajne wyniki dla obu zbiorników

przyjęto ten sam poziom naprężeń na powierzchni środkowej ściany w sytuacji użytkowej (Rys.4).



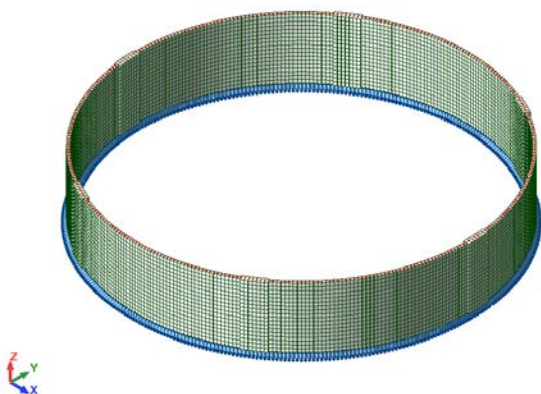
Rys. 3 Rozmieszczenie kabli sprężających w ścianie zbiornika z 6 pilastrami.



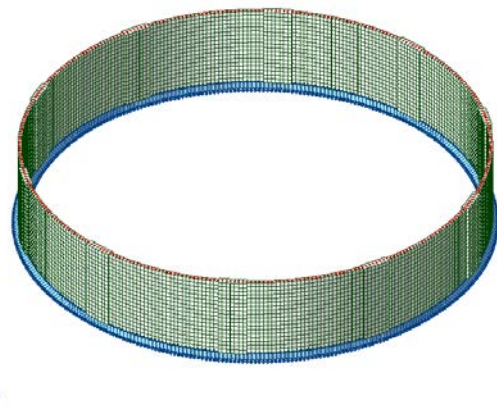
Rys. 4 Miejsce odczytywania naprężeń w ścianie.

2.1. Model konstrukcji

Modele konstrukcji wykonano w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 (Rys.5) i (Rys.6). Zbiorniki zamodelowano za pomocą powłok przyjmując podparcie przegubowo-przesuwne. Na obu konstrukcjach założono siatkę elementów skończonych o oczkach kwadratowych o wymiarze boku $\approx 0,5\text{m}$.



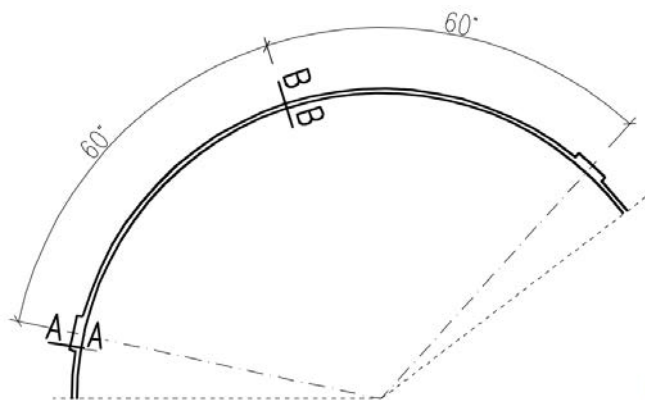
Rys. 5 Widok modelu zbiornika z 6 pilastrami.



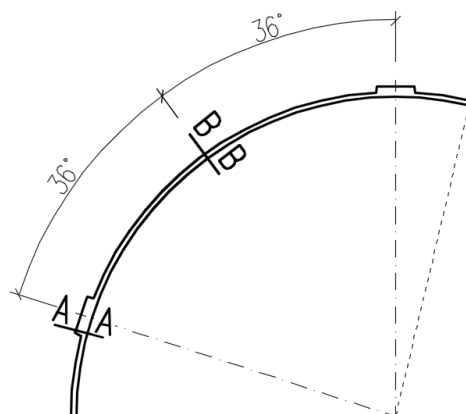
Rys. 6 Widok modelu zbiornika z 10 pilastrami.

Do modeli przyłożono następujące obciążenia: ciężar własny (uwzględniony automatycznie w programie), parcie wody, obciążenie od sprężenia. Obciążenie od sprężenia

przyjęto z uwzględnieniem strat doraźnych i reologicznych (po 50 latach) obliczonych zgodnie z wytycznymi [1], [3] w przekrojach jak na (Rys.7) i (Rys.8), otrzymane wartości przedstawiono w (Tab.1).



Rys. 7. Miejsca obliczania strat siły sprężającej dla zbiornika z 6 pilastrami.



Rys. 8. Miejsca obliczania strat siły sprężającej dla zbiornika z 10 pilastrami.

Po uwzględnieniu strat przyjęto obciążenie radialne na obwodzie zbiorników o wartościach jak w (Tab.2) na podstawie (1). Jako kombinację wymiarującą przyjęto kombinację użytkową.

$$q_{\text{sprężenie}} = \frac{P}{r} \quad (1)$$

gdzie :

P – siła w kablu

r – promień cięgien

Tablica 1 Wartości strat siły sprężającej.

Straty doraźne				
ilość pilastrów	6 pilastrów		10 pilastrów	
	A-A	B-B	A-A	B-B
poślizg stożka w zakotwieniu	14,43%	0,00%	14,43%	0,00%
tarcie kabla o osłonkę	0,00%	20,14%	0,00%	12,67%
straty przyjęte do obliczeń	17,29%		13,55%	
Straty reologiczne				
	10,79%		11,20%	
Straty całkowite				
straty przyjęte do obliczeń	28,08%		24,75%	

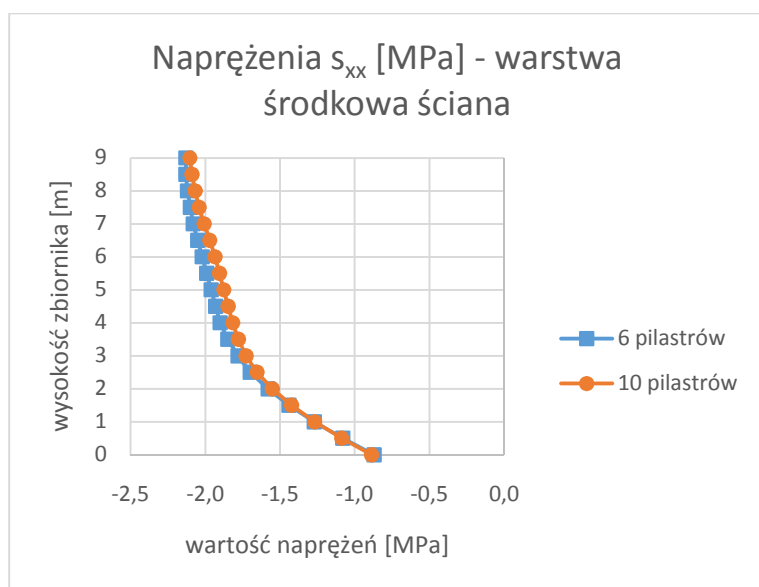
Tablica 2 Wartości siły sprężającej oraz obciążenia zastępczego.

ilość pilastrów	6 pilastrów	10 pilastrów
siła w jednym splocie [kN]	200	200
siła w jednym kablu [kN]	1400	1400
siła po stratach doraźnych [kN]	1158,01	1210,3

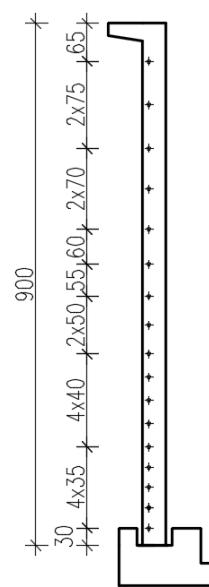
ilość pilastrów	6 pilastrów	10 pilastrów
obciążenie zastępcze od sprężenia [kN/m]	46,88	49,00
siła po stratach całkowitych [kN]	1006,85	1053,52
obciążenie zastępcze od sprężenia [kN/m]	40,76	42,65

2.2. Otrzymane wyniki naprężeń obwodowych

Analizując otrzymane wartości naprężeń s_{xx} od kombinacji użytkowej dla obu zbiorników (Rys.9) dobrano układ kabli dla zbiornika dziesięcio pilastrowego (Rys.10), dla którego maksymalna wartość odchylenia naprężeń dla wersji z 10 pilastrami wynosi 4,42% (Tab.3).



Rys. 9 Wykres naprężeń s_{xx} w środku ściany w osi ściany.



Rys. 10 Rozmieszczenie kabli sprężających w zbiorniku z 10 pilastrami.

Porównując (Rys.3) i (Rys.10) można stwierdzić, że w tym wypadku zastosowanie większej liczby pilastrów pozwala nam zredukować liczbę obwodów kabli sprężających o jeden.

Tablica 3. Porównanie wartości naprężeń obwodowych dla obu zbiorników.

wysokość h [m]	naprężenia s_{xx} [MPa]			wysokość h [m]	naprężenia s_{xx} [MPa]		
	6 pilastrów	10 pilastrów	wartość odchylenia		6 pilastrów	10 pilastrów	wartość odchylenia
0	-0,870	-0,887	-1,95%	5	-1,96	-1,876	4,29%
0,5	-1,080	-1,087	-0,65%	5,5	-1,99	-1,905	4,27%
1	-1,270	-1,267	0,24%	6	-2,02	-1,935	4,21%

wysokość h [m]	naprężenia s_{xx} [MPa]			wysokość h [m]	wartość odchylenia		
	6 pilastrów	10 pilastrów	wartość odchylenia		6 pilastrów	10 pilastrów	wartość odchylenia
1,5	-1,440	-1,423	1,18%	6,5	-2,05	-1,97	3,90%
2	-1,580	-1,551	1,84%	7	-2,08	-2,008	3,46%
2,5	-1,700	-1,653	2,76%	7,5	-2,1	-2,041	2,81%
3	-1,780	-1,727	2,98%	8	-2,12	-2,068	2,45%
3,5	-1,850	-1,778	3,89%	8,5	-2,13	-2,089	1,92%
4	-1,900	-1,816	4,42%	9	-2,13	-2,103	1,27%
4,5	-1,930	-1,847	4,30%				

3. Porównanie kosztów

W (Tab.4) przedstawiono zestawienie materiałów dla dwóch wersji zbiornika. Jak widać pomimo oczekiwanej mniejszej ilości stali potrzebnej do sprężenia zbiornika z sześcioma pilastrami różnice te są nie wielkie na co duży wpływ ma ilość naddatku koniecznego ze względu na naciąg kabli za pomocą prasy sprężającej (po 1 metrze z obu stron kabla) i większej liczby zakotwień na pilastrach.

Tablica 4. Zestawienie ilości stali sprężającej oraz liczby zakotwień dla różnej liczby pilastrów.

Zestawienie sprężenia		
ilość pilastrów	6 pilastrów	10 pilastrów
ilość kabli na obwodzie	3	5
ilość obwodów	18	17
zakotwienia	108	170
ilość kabli	54	85
długość kabla [m]	54,5	34
naddatek długości na 1 kabel [m]	2	2
całkowita długość kabli [m]	3051	3060

Brak redukcji ilości stali sprężającej oraz dodatkowa duża liczba zakotwień powodują znaczny wzrost kosztów (Tab.5), a dodatkowo przez większą liczbę pilastrów zwiększa się objętość betonu potrzebnego do wykonania zbiornika. Nie możemy również zapominać, że większa ilość zakotwień powoduje kolejne zwiększenie kosztów przez cenę ich montażu.

Tablica 5. Zestawienie kosztów.

ilość pilastrów	6 pilastrów	10 pilastrów
Sprężenie		
koszt zakotwień	44 064,00 zł	69 360,00 zł
koszt stali	185 936,00 zł	185 940,00 zł

ilość pilastrów	6 pilastrów	10 pilastrów
koszt całkowity sprzężenia	230 000,00 zł	255 300,00 zł
Koszty dodatkowe		
dodatkowy koszt betonu	- zł	13 487,40 zł
koszt montażu zakotwień	- zł	3 400,00 zł
całkowite dodatkowe koszty	- zł	16 887,40 zł
Podsumowanie kosztów		
różnica kosztów		42 187,40 zł

4. Podsumowanie i wnioski

Przed przystąpieniem do analizy można było się spodziewać znacznego zmniejszenia kosztów ze względu na ograniczenie start spowodowanych tarciami kabli o osłonki, a co za tym idzie mniejsza liczba obwodów kabli sprzężających na wysokości ściany. Jednak okazało się, że przy takiej średnicy zbiornika większa liczba pilastrów nie jest korzystana ze względów ekonomicznych, bo spadek strat to niecałe 4%, a wzrost liczby zakotwień o ponad 50%, a jak wiadomo największy wpływ na cenę sprzężenia mają właśnie zakotwienia. Oprócz porównywanych kosztów materiałów i montażu zakotwień należy pamiętać, że dodatkowa ilość pilastrów wydłuża czas wykonania konstrukcji. Można przypuszczać, że dla zbiorników o większych średnicach zwiększenie liczby pilastrów może korzystnie wpłynąć na redukcję kosztów ich budowy, co może być przedmiotem kolejnej pracy o tej tematyce.

Literatura

- [1] Ajdukiewicz A., Mames J.: Konstrukcje z betonu sprężonego. Kraków, Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2008.
- [2] Halicka A., Franczak D.: Projektowanie zbiorników żelbetowych T.2. Warszawa, PWN, 2014.
- [3] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1:Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [4] Starosolski W.: Komputerowe modelowanie betonowych ustrojów inżynierskich. Gliwice WPS, 2013.

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF THE NUMBER OF PILASTRES ON THE ECONOMIC ASPECTS OF BUILDING PRESTRESSED TANKS

Summary

The article comprises of the analysis of the influence of the number of pilastres on the costs of building prestressed tank, including in particular influence on the cost of materials. In the study two versions of the prestressed tanks have been considered - one of them with six pilastres and the other with ten pilastres. The criterion allowing to compare the said tanks is to obtain the same stress level in the middle of the wall in the final situation. The result of the analysis is a tabulated specification of quantities of materials for the compression and the costs associated with it.

Opiekun naukowy: dr inż. Rafał Szydłowski, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska



wzmacnianie konstrukcji, trwałość, zmiana schematu statycznego

Katarzyna MARCHEWKA¹

WZMOCNIENIE KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH POPRZEZ ZMIANĘ SCHEMATU STATYCZNEGO KONSTRUKCJI

W zakres pracy wchodzi przedstawienie sytuacji wpływających na konieczność naprawy konstrukcji żelbetowej, omówienie pojęcia trwałości oraz ochrony obiektów budowlanych. Dodatkowo skupiono się na aktywnej ochronie konstrukcji poprzez zmianę jej schematu statycznego. Zaproponowano dwie metody pozwalające na zmianę rozkładu sił wewnętrznych oraz jedną metodę wpływającą na pracę konstrukcji.

1. Wstęp

XXI wiek jest czasem, gdy budowle masowo budowane i projektowane 50-60 lat temu zbliżają się do kresu swojej trwałości. Wymagają one napraw przedłużających ich trwałość lub przeprojektowania ze względu na zmianę pierwotnego przeznaczenia budynku. Jednak nie tylko starsze budynki wymagają napraw. Często szybki i intensywny proces budowlany nowych obiektów sprawia, że gwałtowne reakcje w nich zachodzące wpływają niekorzystnie na konstrukcje obiektu. Nowoczesna technologia pozwala na zastosowanie różnorodnych metod prowadzących do ulepszenia, naprawy lub wzmocnienia obiektu.

Błędy prowadzące do awarii konstrukcji można podzielić na błędy materiałowe i poza materiałowe, takie jak np. błędy w projektowaniu, wykonaniu niezgodnym z projektem czy nieodpowiedniej eksploatacji.

2. Trwałość i ochrona konstrukcji

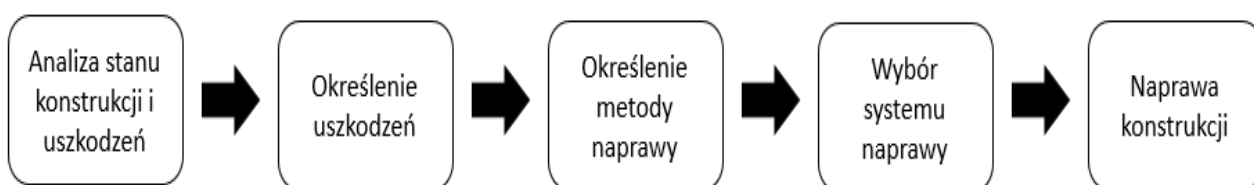
Pojęciem trwałości konstrukcji żelbetowych określamy zdolność konstrukcji do zapewnienia właściwości użytkowych w okresie użytkowania przy minimalizacji kosztów jej utrzymania. Oznacza to, że już na etapie projektowania konieczne jest zaprojektowanie obiektu i jego ewentualnych środków ochrony, pozwalających na długotrwałą i bezproblemową eksploatację.

Pod pojęciem ochrony konstrukcji należy rozumieć odpowiednie ukształtowanie konstrukcji

¹ Studentka I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

zmniejszające agresywne oddziaływania środowiska. Wyróżniamy ochronę materiałowo-strukturalną polegającą na odpowiednim doborze składników i struktury materiałów zwiększających odporność na agresywne środowisko oraz ochronę powierzchniową, jako odcięcie dostępu agresywnego środowiska do konstrukcji.

Zgodnie z definicją pojęcia ochrony konstrukcji uszkodzenia obiektu możemy podzielić z praktycznego punktu widzenia na dwie grupy: uszkodzenia powierzchniowe, czyli ubytki, rysy, utrata szczelności, odspojenie otuliny, korozja zbrojenia oraz na uszkodzenia strukturalne: pęknięcia, ugięcia, utrata szczelności, korozja zbrojenia. Niezależnie od rodzaju uszkodzenia cały etap naprawy konstrukcji można przedstawić za pomocą algorytmu:



Rys. 2. Algorytm naprawy konstrukcji żelbetowej

3. Sposoby i przyczyny wzmocnienia konstrukcji

Do głównych konieczności wzmocnienia konstrukcji można zaliczyć:

- błędy projektowe i wykonawcze (nieodpowiednio dobrany schematu statycznego, zbyt duże odchyłki wykonawcze, nieprawidłowy montaż elementów prefabrykowanych),
- awarie i uszkodzenia konstrukcji obiektu,
- uszkodzenia konstrukcji w wyniku eksploatacji niezgodnej z projektowaną,
- zmianę sposobu użytkowania konstrukcji, potrzebę modernizacji obiektu, wzrost obciążeń eksploatacyjnych.

W celu dobrania odpowiedniej metody wzmocnienia konstrukcji należy dokonać oceny wizualnej stanu obiektu, wykonać badania stanu betonu i stali zbrojeniowej, porównać istniejącą konstrukcję z założeniami projektowymi, przestudiować przebieg użytkowania konstrukcji oraz warunki, w jakich konstrukcja będzie użytkowana w przyszłości oraz wpływ środowiska na wzmocniany obiekt.

4. Naprawy bierne i aktywne

Wykonywane naprawy, na obiekcie wymagającym wzmocnienia i doprowadzenia do stanu,

w którym będzie on spełniał normy związane z trwałością, nośnością i użytkowością, możemy podzielić, w zależności od stosowanej techniki, na bierne bądź aktywne w stosunku od konstrukcji. Naprawa bierna nie zmienia w żaden sposób sił wewnętrznych występujących w konstrukcji. Polega ona tylko na naprawie ubytków, pustek czy obetonowaniu. Naprawa aktywna natomiast indukuje redystrybucję naprężeń i sił wewnętrznych. Polega na zastosowaniu takiego materiału bądź rozwiązania, który spowoduje powstanie innego pola naprężeń niż to, które występowało przed naprawą. Umożliwi to konstrukcji przeniesienie obciążeń eksploatacyjnych, bieżących oraz dodatkowych. Jest to najbardziej efektywny sposób naprawy konstrukcji z betonu.

Opisaną wyżej redystrybucję sił wewnętrznych podczas naprawy aktywnej można uzyskać na kilka sposobów, np. poprzez:

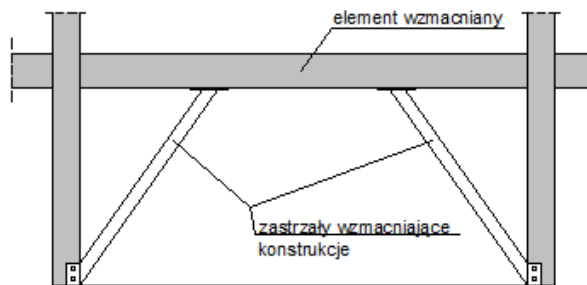
- wprowadzenie cięgien sprężających lub ciągów wstępnie napiętych w strefy występowania uszkodzenia, powodujące powstanie dodatkowych naprężeń ściskających w strefach, gdzie prognozuje się powstanie naprężeń rozciągających,
- zmianę schematu statycznego powodującą korzystniejszy rozkład sił wewnętrznych; zmianę tą zaleca się w momencie, gdy uszkodzony element konstrukcyjny nie posiada wystarczającej nośności, aby w najbardziej wyteżonych przekrojach bezpiecznie przenieść powstające siły wewnętrzne, tym samym zmniejszenie wartości sił wewnętrznych w najbardziej wyteżonych przekrojach jednocześnie powoduje wzrost sił w przekrojach mniej wyteżonych,
- wprowadzenie dodatkowych naprężeń poprzez zastosowanie aktywnych materiałów ekspansyjnych w postaci zaczynów, zapraw betonów, które podczas wiązania i twardnienia w warunkach ograniczonej swobody odkształceń powodują powstanie samonaprężenia wywołującego docisk materiału ekspansyjnego do elementu oporowego powodując ściskanie fragmentu reprofelowanego i rozciąganie otaczających go stref, co wpływa na indykowanie naprężeń wstępnych jeszcze przed pełnym obciążeniem konstrukcji; jest to rozwiązanie efektywne w momencie, gdy generowane w konstrukcji naprężenia mają znak przeciwny do naprężeń spodziewanych od obciążeń eksploatacyjnych.

5. Zmiana schematu statycznego

Schemat statyczny konstrukcji można zmienić poprzez wprowadzenie do istniejącej konstrukcji podpory sztywnej, sprężystej lub poprzez wprowadzenie w konstrukcji ciągłej przegubu. Dodanie nowego elementu podpierającego wpływa nie tylko na sposób przekazywania sił wewnętrznych, lecz przede wszystkim zmniejsza rozpiętość obliczeniową konstrukcji.

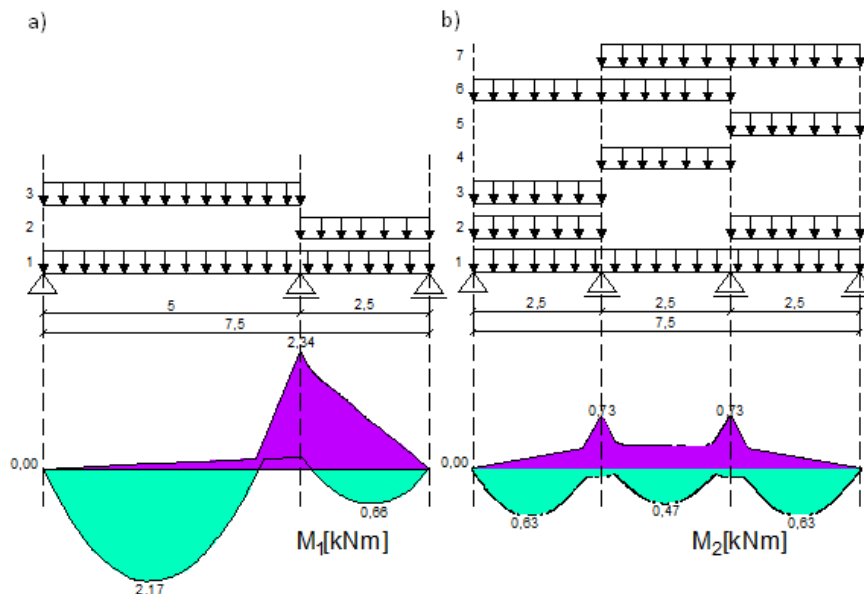
5.1. Zmiana schematu statycznego poprzez wprowadzenie podpory sztywnej

Wprowadzenie nowej sztywnej podpory zmienia pierwotny układ sił wewnętrznych, na który została zaprojektowana konstrukcja. Należy pamiętać, że rozmieszczenie zbrojenia w konstrukcji żelbetowej warunkuje wykres momentów zginających i sił tnących, dlatego zmieniając układ statyczny należy zbadać, czy w poszczególnych przekrojach jest zaprojektowana wystarczająca ilość zbrojenia.



Rys. 3. Przykład zmiany schematu statycznego poprzez wprowadzenie podpory sztywnej wg [1]

Podczas projektowania nowej podpory należy pamiętać, że zostaje ona włączona do układu, w którym nastąpiły już pewne odkształcenia. Dodatkowo powinna być ona tak zaprojektowana, aby siły początkowe oraz siły od dodatkowo projektowanego obciążenia nie wywoływały nad nią momentów przeciwnego znaku w stosunku do tego przed rekonstrukcją, jak i nie zwiększyły momentów przęsłowych.

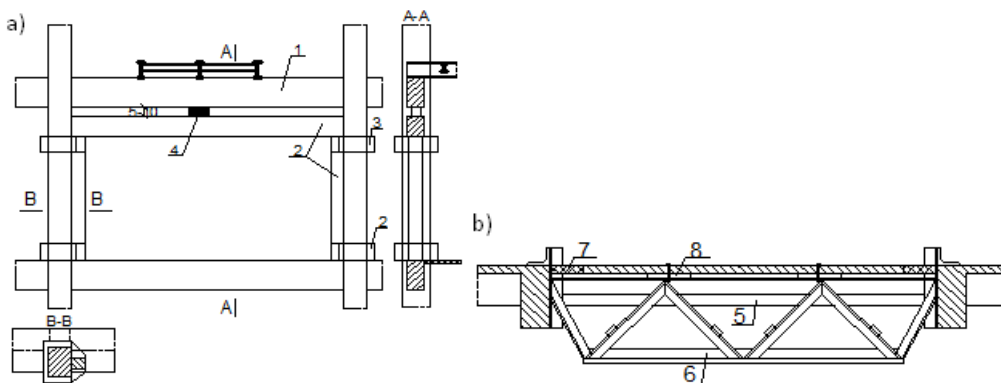


Rys. 4. Przykład obwiedni momentów zginających w układzie obciążonych siłą jednostkową równomiernie rozłożoną a) przed wzmocnieniem przez dodanie podpory b) po dodaniu dodatkowej podpory sztywnej

Zaletami wprowadzenia do konstrukcji dodatkowej podpory sztywnej jest prostota wykonania tego typu zmiany oraz możliwość znacznego zwiększenia nośności elementu wzmocnianego z możliwością wykorzystania jego całkowitej nośności. Dodanie sztywnej podpory nie wymaga rozbiórki elementu istniejącego, ani specjalnie skomplikowanej technologii wykonania jednak najczęściej zmniejsza powierzchnię użytkową obiektu, wpływa na wolną przestrzeń pod konstrukcją oraz zmienia początkowy rozkład obciążenia przez dodanie losowo występującego słupa.

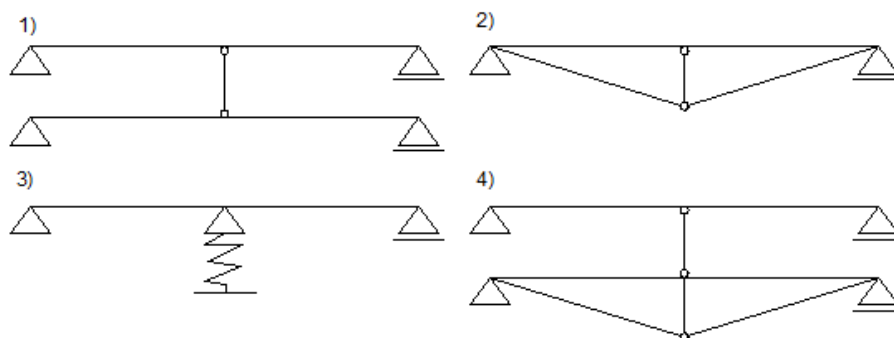
5.2. Zmiana schematu statycznego poprzez wprowadzenie podpory sprężystej

Podpory sprężyste w konstrukcji projektuje się w taki sposób, aby projektowany ustrój przejmował część obciążenia i przekazywał je dalej na np. słupy, fundamenty, które bez specjalnego wzmocnienia będą w stanie przejąć nadwyżkę obciążenia bez utraty nośności. Przykłady elementów tworzących podpory sprężyste zostały podane na rysunku nr 5. Podczas projektowania wzmocnienia poprzez dodanie podpory sprężystej należy pamiętać o zachowaniu współpracy pomiędzy projektowaną podporą oraz istniejącą konstrukcją. Dodatkowo należy zapewnić podporze możliwość ugięcia się pod własnym ciężarem poprzez pozostawienie np. luzu w wysokości 3-10cm, który wypełniany jest betonem.



Rys. 5. a) wzmocnienie ramy o sprężystym podparciu wg [2], b) podparcie sprężyste wiązarem stalowym wg [2], 1-istniejąca konstrukcja żelbetowa, 2-dodatkowa rama, 3-opaski żelbetowe, 4-element betonowy wykonany po usunięciu deskowania ramy, 5-belka wzmocnienia, 6-wiązar wzmocniający, 7-uzupełnienie betonem wykonane po ustawieniu wiażara, 8-podkładka podporowa

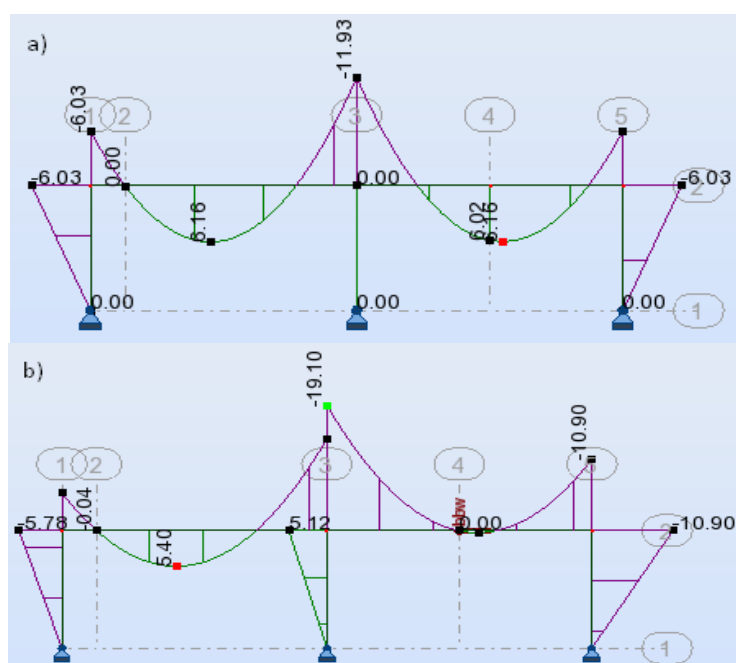
Projektowanie podpór sprężystych wymaga zachowania zasady, że zsumowany moment zginający od obciążeń przed i po wzmocnieniu nie może być większy od pierwotnych, na jakie projektowana była konstrukcja. Należy sprawdzić również naprężenia ścinające w otoczeniu wprowadzanej podpory sprężystej.

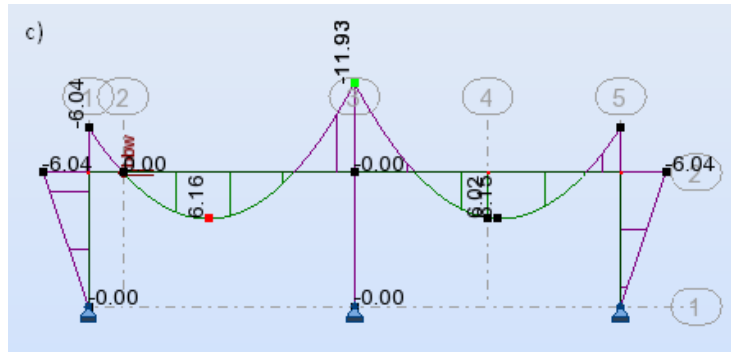


Rys. 6. Przykładowe schematy statyczne projektowanych wzmocnień na podporach sprężystych [2]

5.3. Zmiana schematu statycznego poprzez wprowadzenie nowego złącza z przegubem

Dodatkową możliwością zmiany schematu statycznego konstrukcji jest zamiana elementu ciągłego na elementy połączone przegubowo. Zalecana jest ona jednak w celu zapewnienia swobodniejszej pracy i ruchów konstrukcji niż w przypadku przeniesienia sił wewnętrznych na mniej wyężone elementy konstrukcji. Dlatego przegub powinien zostać wprowadzony do konstrukcji w miejscu o teoretycznie zerowym momencie, tak wprowadzony przegub nie zmienia sił wewnętrznych występujących w konstrukcji, co pokazano na rysunku nr 7, pozwala jednak na swobodne odkształcanie się konstrukcji pod wpływem działania, np. temperatury, a tym samym zapobiega powstawaniu rys i pęknięć elementu. Wprowadzenie przegubu w miejscu niezerowych momentów powoduje zmniejszenie ich wartości do zera w miejscu wprowadzenia przegubu jednak gwałtowny wzrost momentów podporowych. Zastosowany przegub powinien zapewnić ruch złącza i przenoszenie ścinania.

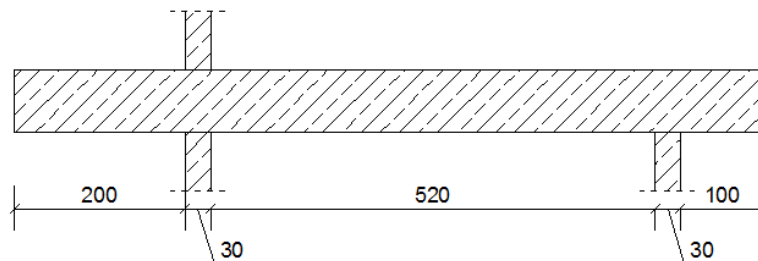




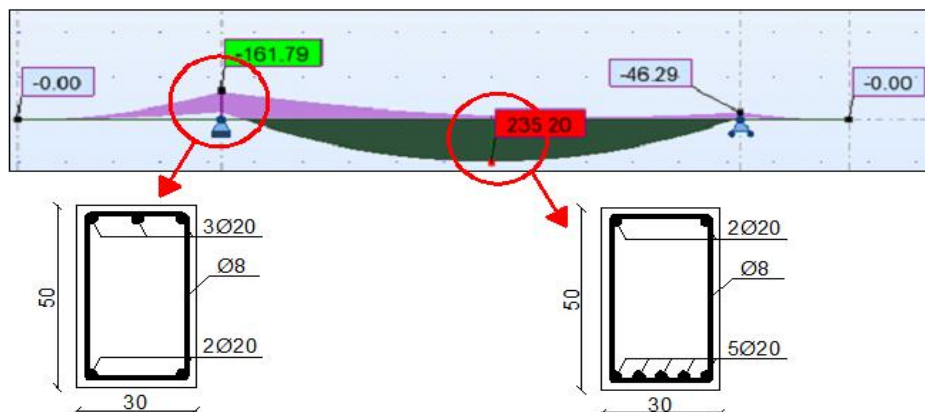
Rys. 7. Wykresy momentów zginających w ramie a) bez żadnego przegubu b) z przegubem wprowadzonym w miejscu największego momentu c) z przegubem wprowadzonym w miejscu zerowania się momentów

6. Przykład wzmocnienia żelbetowej belki

W celu analizy skuteczności wzmocnienia za pomocą zmiany schematu statycznego przeprowadzono prosty przykład obliczeniowy, w którym przeanalizowano tylko pracę belki na zginanie. Przyjęto, że wzmocniona zostanie belka żelbetowa o nierównych przęsłach i przekroju prostokątnym 30x50cm. Obciążano ją obciążeniem obliczeniowym stałym o wartości $g=20\text{kN/m}$ oraz obciążeniem zmiennym $q=50\text{kN/m}$. Przyjęto beton C20/25, klasę stali B500SP.

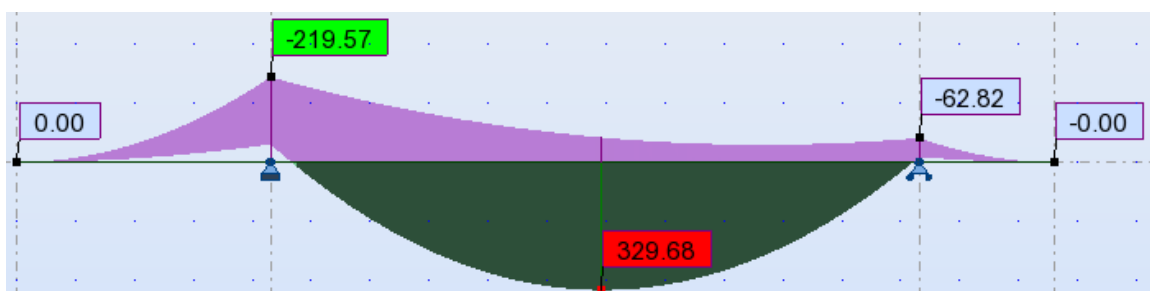


Rys. 9. Schemat wmacnianej belki



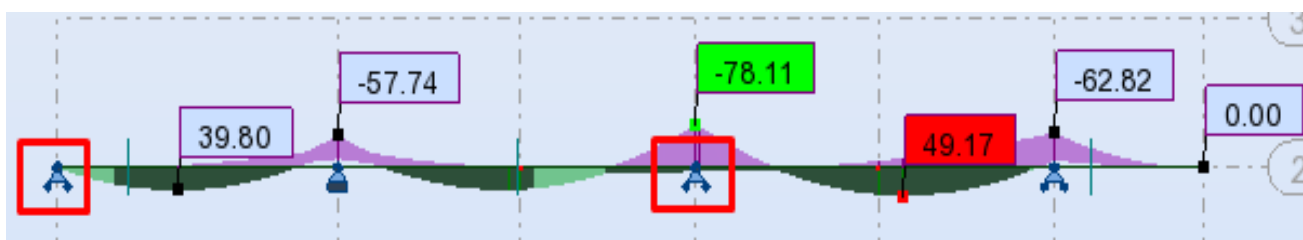
Rys. 10. Obwiednia momentów zginający oraz przykładowe zbrojenie wyliczone na maksymalne wyężenie przekroju

Aby móc przeprowadzić wzmocnienie elementu zakładamy że 50% zmianie uległy obciążenia użytkowe ($q=75\text{kN/m}$).



Rys. 11. Wykres momentów zginających w belce po zwiększeniu obciążenia użytkowego o 50%

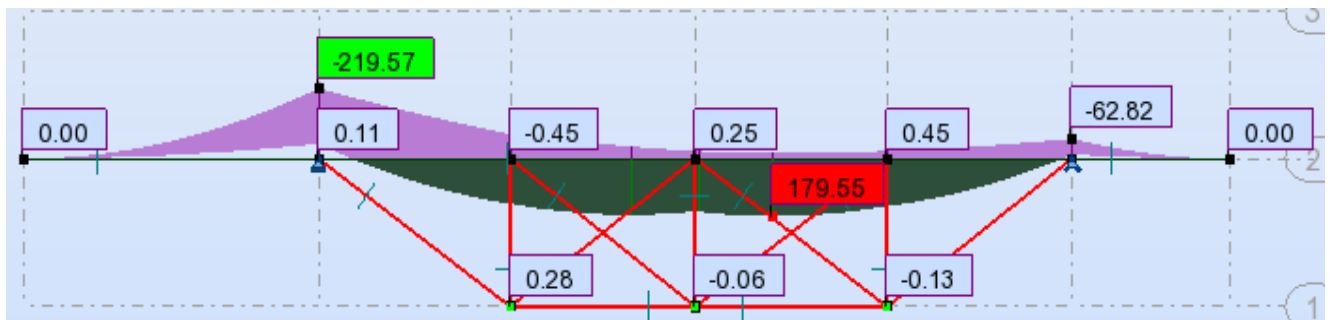
Obecnie zaprojektowany przekrój nie przeniesie obciążenia o takich wartościach, gdyż jego nośność jest większa niż wcześniej projektowana, co pokazano w tabeli nr 1. Zdecydowano się, więc na wzmocnienie na 2 sposoby. Pierwszy wariant, niemający praktycznego zastosowania w rzeczywistości i utworzony tylko w celu analizy, polega na dostawieniu dwóch dodatkowych słupów: pierwszego w miejscu występowania największego momentu przęsłowego oraz drugiego podpierającego lewy wspornik. Pierwsza podpora ma na celu zmniejszenie momentów w środku przęsła, druga natomiast jest potrzebna do redukcji momentów zginających nad podporą, gdyż dostawienie słupa tylko w miejscu występowania największego momentu rozciągającego nie zmniejsza momentu podporowego.



Rys. 12. Wykres momentów zginających w belce po dostawieniu dodatkowych podpór

Zastosowanie takiego rozwiązania w sposób drastyczny zmienia rozkład momentów zarówno podporowy jak i przęsłowy, jednak nie ma uzasadnienia praktycznego, gdyż dostawienie dwóch dodatkowych słupów powoduje zmniejszenie powierzchni użytkowej. Dodatkowo, bardzo często jest niemożliwe do wykonania ze względów technicznych, dlatego też przykład ten pokazano tylko, jako czysto teoretyczny.

Drugą możliwością jest zmiana układu za pomocą dodatkowych stalowych rur stężających. W rozważanym przykładzie wprowadzono rury okrągłe RO70x3,2.



Rys. 13. Wykres momentów zginających w belce po zastosowaniu rur stężających

Takie rozwiązanie, pomimo tego, że jest praktyczne i wpływa na momenty przęsłowe, nie zmniejsza jednak momentów podporowych i powinno zostać zastosowane z dodatkowym wzmocnieniem innego rodzaju, np. za pomocą zwiększenia przekroju elementu lub z zastosowaniem taśm węglowych.

Tablica 1. Warunki nośności dla poszczególnych typów wzmocnienia

Wariant	M_{Ed}/M_{Rd} w przekroju podporowym	M_{Ed}/M_{Rd} w przekroju przęsłowym
Belka podstawowa	95%	90%
Zwiększenie obciążeń użytkowych	129%	126%
Wzmocnienie poprzez dodanie słupów	34%	19%
Wzmocnienia za pomocą kratownicy	129%	67%

7. Wnioski

Norma PN-EN 1504 [8] wydana w dziesięciu częściach dotycząca sposobów naprawy i wzmocnienia konstrukcji wymienia wiele możliwości regeneracji obiektu. Większość jednak z tych rozwiązań dotyczy użycia środków chemicznych pozwalających zachować właściwy kształt i wygląd konstrukcji oraz umożliwia przywrócenie ciągłości i trwałości obiektu. W powyższych rozważaniach pokazano, że można wzmocnić konstrukcję za pomocą zmiany jej schematu statycznego i wprowadzenia w istniejącym już układzie innego rozkładu sił wewnętrznych.

Pod względem wykonawstwa z trzech powyżej przedstawionych metod najłatwiejszą w realizacji jest metoda wprowadzenia podpory sztywnej. Nie wymaga ona tworzenia skomplikowanej dodatkowej konstrukcji wzmocniającej. Najbardziej skomplikowaną z metod jest natomiast wprowadzenie do układu podpory podatnej. Natomiast przedstawione dodatkowe wprowadzenie przegubu do konstrukcji ciągłej nie wpływa na polepszenie rozkładu sił wewnętrznych jednak pozwala swobodnie odkształcać się konstrukcji ciągłej.

Literatura

- [1] Czarnecki L., Emmons P.H.: Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, Polski Cement, 2002.
- [2] Masłowski E., Spizewska D.: Wzmacnianie konstrukcji budowlanych, Arkady, 2000.
- [3] Hebda L.: Aktywne sposoby wzmacniania i zabezpieczania konstrukcji żelbetowych, XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna awarie budowlane 2013.
- [4] Król M.: Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych, Przegląd Budowlany 3/2009.
- [5] Żakowicz A., Miedziałowski Cz.: Modele konstrukcji budowlanych uwzględniające zmiany w czasie parametrów geometrycznych, materiałowych i schematu statycznego, Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2(2011).
- [6] Czarnecki L.: Materiały i systemy do naprawy i wzmocnień konstrukcji budowlanych, Materiały Budowlane nr 412, 12.2006.
- [7] Więclawski R.: Naprawa konstrukcji żelbetowych, Materiały Budowlane nr 412, 12.2006.
- [8] PN-EN 1504: Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych.

STRENGTHENING A BUILDING'S CONSTRUCTION AND A DETAILED EXPLANATION ON THE ALTERATION OF STATIC STRUCTURE SCHEME

Summary

This paper will elaborate on specific cases in which it is necessary to repair reinforced concrete structures. It furthermore explains the concept of sustainability and the protection of constructions. Additionally, this paper focuses on the strengthening of a structure by changing the static structure scheme. Lastly, a series of methods are given to changing the distribution of internal forces and how the alteration of static scheme has an influence on how construction works.



beton RPC, ultrawysokowartościowy, Ductal

Joanna MUCHA¹
Tomasz SADOWSKI²

CHARAKTERYSTYKI NOWOCZESNEGO BETONU RPC

W ostatnich latach nastąpił gwałtowny rozwój materiałów budowlanych, a w szczególności betonu konstrukcyjnego. Chęć wznoszenia coraz większych, smuklejszych budynków wymusiła konieczność minimalizacji wad betonów tradycyjnych. Znakomitym rozwiązaniem okazuje się beton z proszków reaktywnych, który de facto możemy nazywać ceramiką niskotemperaturową. W niniejszej pracy przedstawiona jest historia rozwoju tego materiału, kryteria stawiane poszczególnym komponentom wchodzącym w jego skład. Wymagania dotyczą zarówno składu ilościowego, jakościowego jak i samego sposobu dojrzewania kompozytu. Ostatnia część dotyczy badań przeprowadzonych w laboratorium mających na celu przedstawienie zależności wytrzymałości od zawartości włókien i rodzaju obróbki termicznej stosowanej podczas dojrzewania betonu.

1. Definicja i historia rozwoju betonu z proszków reaktywnych

Beton z Proszków Reaktywnych czyli BPR (ang. RPC - Reactive Powder Concrete) powstał w wyniku eliminacji wad betonów tradycyjnych i jest zaliczany do grupy materiałów ultrawysokowartościowych, składa się z dużej ilości cementu, pyłu krzemionkowego, mielonego kwarcu, piasku, superplastyfikatora i wody. W porównaniu z tradycyjnym żelbetem nie jest zbrojony prętami, lecz zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien stalowych. Jako, że beton ten nie zawiera kruszywa grubego nie do końca poprawne jest nazywanie go betonem, ponieważ jest to materiał homogeniczny w przeciwieństwie do zwykłego betonu, który jest heterogeniczny.

Pierwszym typem betonu, który imitował BPR był wysokojednorodny materiał cementowy typu DSP (ang. Densified with Small Particles) zastosowany w latach siedemdziesiątych przez Bache'a w Danii. Technologia DSP polegała na wytworzeniu zaczynu cementowego z dużą zawartością aktywnej krzemionki oraz stosunku w/c w granicach 0,12-0,2. Dziesięć lat później Birchall zaproponował nowy kompozyt MDF (ang. Macro Defect Free), który charakteryzował się dodatkiem wodnego roztworu poliakryloamidu. Poddany był obróbce mechanicznej w postaci intensywnego mieszania oraz prasowania. Ostatnia modyfikacja materiału, w wyniku której powstał

¹ Studentka I roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej,

² Student I roku S2M Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

BPR, została dokonana przez firmę Bouygues w połowie lat dziewięćdziesiątych [1]. Obecnie według dostępnych danych jedyną dostarczającą ten materiał na skalę przemysłową jest francuska firma Lafarge, która produkuje go pod nazwą DUCTAL.

2. Wymagania stawiane składnikom betonu RPC

Zawartość cementu jest od 2,5 do 3 razy większa niż w zwykłym betonie. Powierzchnia właściwa powinna wynosić około $3400 \text{ cm}^2/\text{kg}$, jest to ograniczenie ze względu na wodożądność. Ważnym aspektem jest ilość celitu (C_3A), która nie może przekraczać 4%, w przeciwnym przypadku glinian trójwapniowy będzie osłabiał działanie superplastyfikatora.

Podstawową funkcją pyłu krzemionkowego jest wypełnienie pustych przestrzeni między znacznie większymi ziarnami cementu i kruszywa. W wyniku reakcji z $\text{Ca}(\text{OH})_2$ powstaje dodatkowa ilość fazy C-S-H co powoduje wzrost odporności na korozję pod wpływem jonów alkalicznych. Jego masa powinna być ograniczona do 20-30% masy cementu ze względu na zwiększenie zapotrzebowanie na wodę.

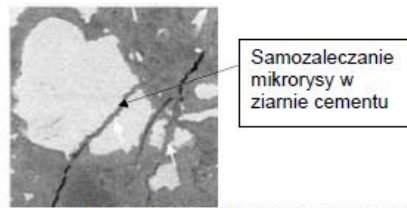
Ilość piasku kwarcowego zbliżona jest do masy cementu. Maksymalna średnica ziarna nie przekracza $600\mu\text{m}$, pełni rolę mikrokruszywa i tworzy płynne przejście między kruszywem a fazą C-S-H.

Mączka kwarcowa powinna być o uziarnieniu zbliżonym do uziarnienia cementu. Pełni rolę mikrokruszywa i uzupełnia drobne frakcje piasku. Średnica cząstek jest nie większa niż $5 \mu\text{m}$.

Włókna stalowe stosuje się w ilości 0-4% objętościowo. Ich obecność poprawia właściwości mechaniczne zwiększając wytrzymałość na ściskanie nawet o 60% oraz umożliwiają obróbkę termiczną w wyższych temperaturach. Długość włókien nie powinna przekraczać 13mm, a średnica 0,15mm [2].

3. Założenia technologii produkcji BPR

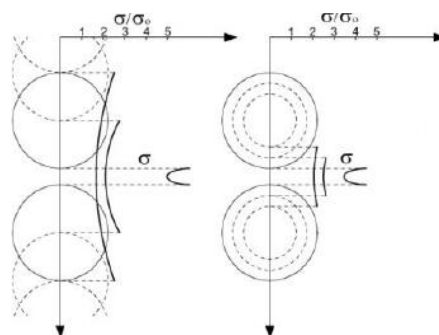
Podstawowym założeniem jest minimalizacja porowatości materiału poprzez obniżenie wskaźnika w/s. Możliwe jest to dzięki zastosowaniu nowoczesnych superplastyfikatorów oraz prasowaniu mieszanki we wczesnym okresie hydratacji cementu. Zastosowanie dużej ilości cementu w stosunku do wody powoduje niepełną hydratację ziaren cementu co poprawia trwałość materiału. Ziarna, które nie uległy hydratacji, w momencie pojawienia się rysy w kontakcie z wodą samozaleczają powstałe rysy [3].



Rys. 1. Obraz „zaleczonej” mikrorysy w zaczynie cementowym [3]

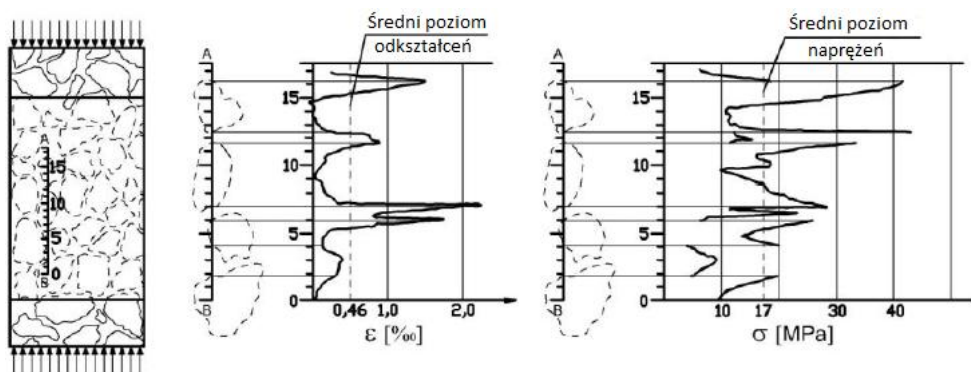
W celu uzyskania betonów wysokiej jakości konieczne jest stosowanie obróbki termicznej, która wpływa na aktywność pucolanową składników i wzrost ilości fazy C-S-H. Wyróżniamy dwie metody obróbki termicznej: niskoprężna obróbka termiczna (naparzenie) w temp. 90°C, wysokoprężna obróbka termiczna (autoklawizacja) w temp. 250°C. Warto dodać, że te zabiegi eliminują całkowicie odkształcenia skurczowe w dalszej pracy elementu i znacząco obniża współczynnik pęcznienia z 0,8 do wartości 0,2.

Zastosowanie bardzo drobnego kruszywa powoduje zwiększenie jednorodności materiału. Naprężenia panujące w stwardniałym zaczynie zmniejszają się wraz ze wzrostem odległości ziaren kruszywa. Im więcej zaczynu cementowego, tym odległości są większe i naprężenia w zaczynie maleją [4]. Podobny efekt możemy osiągnąć przez ograniczenie wielkości ziaren mikrokruszywa. Wraz ze zmniejszającą się średnicą kruszywa wzrasta jego grubość otulenia przez zaczyn (rys.2).



Rys. 2. Stan naprężeń w stwardniałym zaczynie cementowym między dwoma ziarnami kruszywa [4]

Jednorodność materiału nie jest osiągana jedynie przez dobór rozmiarów geometrycznych, ale również poprzez odpowiedni dobór właściwości fizycznych komponentów. W betonie zwykłym ze względu na duże różnice modułów sprężystości, a co za tym idzie różnice w odkształcalności kruszywa i zaczynu, dochodzi do lokalnych skoków naprężeń, które przekraczają wartość średnią. Funkcję kruszywa grubego w betonach RPC pełni piasek kwarcowy o module sprężystości 70-90GPa. Dzięki odpowiedniemu składowi i zabiegom technologicznym otrzymamy zaczyn cementowy o zbliżonym module sprężystości w stosunku do kruszywa, co prowadzi do równomiernego rozłożenia naprężeń w całym kompozycie [5] (rys.3).



Rys. 3. Rozkład odkształceń i naprężeń w ziarnach kruszywa i stwardniałym zaczynie cementowym [4]

Beton RPC i składniki wymienione wyżej charakteryzują się dużą kruchością i małą odkształcalnością. Zastosowanie włókien stalowych o odpowiednich właściwościach i wymiarach spowoduje zwiększenie udurowienia, wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przy zginaniu.

4. Porównanie właściwości betonu tradycyjnego z betonem RPC

Tablica 1. Porównanie właściwości betonów zwykłych z betonami RPC [6]

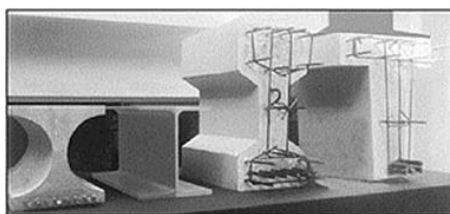
Cecha	Beton zwykły	Beton DUCTAL
Gęstość	2,2 – 2,5 kg/dm ³	2,45 – 2,55 kg/dm ³
Wytrzymałość na ściskanie	15 – 60 MPa	180 – 220 MPa
Wytrzymałość na zginanie	2 – 8 MPa	36 – 40 MPa
Wytrzymałość na rozciąganie	1 – 4 MPa	8 – 10 MPa
Moduł sprężystości	20 – 40 GPa	55 – 60 GPa

Wytrzymałość na ściskanie jest 5-6 razy większa od zwykłego betonu, natomiast wytrzymałość na zginanie 10 krotnie. Wytrzymałość na zginanie wynosi około 40MPa, a na ściskanie 200MPa. Materiał wykazuje dużą plastyczność, pod dużym obciążeniem nie niszczy się nagle, lecz zachowuje się jak lina. Jako przykład takiego zachowania firma Lafarge wykonała dla Federal Highway Administration belkę o rozpiętości 30m i wysokości 1m. Poddano ją dużym obciążeniom i ugięła się 50cm w środku rozpiętości. Belka ta nie posiadała żadnego zbrojenia w postaci prętów zbrojeniowych. Jako zbrojnie użyto włókien stalowych o wymiarach 0,15mm grubości i 12mm długości. Włókna te przejmują wszystkie naprężenia [7].

Największą zaletą betonu RPC jest wysoka wytrzymałość. Pozwala ona na znaczną redukcję masy, co umożliwia wykonywanie elementów o większej rozpiętości oraz zwiększa możliwości prefabrykacji ze względu na ułatwiony transport. Kolejnym plusem jest większa niezawodność konstrukcji w warunkach przeciążenia lub trzęsienia ziemi wynikająca ze zredukowanego obciążenia siłami bezwładności i wysokiej plastyczności materiału zapewniającej absorpcję energii. Wysoka trwałość i zwiększona odporność na korozję zapewniona jest przez zastosowanie tylko

drobnego kruszywa, co umożliwiła uzyskanie zwartej budowy wewnętrznej. Taka struktura zapewnia niską przenikalność i ingerencję agresywnych gazów i płynów. Współczynnik pelzania betonu RPC kształtuje się na poziomie 0,8, a po obróbce termicznej może wynosić nawet 0,2. Problem skurczu w tego typu kompozycie praktycznie nie występuje, ponieważ stosunek w/s jest bardzo niski. Można zaobserwować kurczliwość autogenną, która wynosi około 300 mikrodkształceń, natomiast po obróbce termicznej problem ten zanika [8].

Istotną wadą kompozytu są złe parametry reologiczne (granica płynięcia i lepkość plastyczna). Niskie w/s powoduje zmniejszenie odległości pomiędzy cząstkami fazy stałej w mieszance i w efekcie znaczący wzrost obydwu parametrów reologicznych. Duża zawartość cementu powoduje wzrost granicy płynięcia, natomiast aby określić wpływ pyłu krzemionkowego na parametry reologiczne konieczna jest znajomość jego procentowego udziału w kompozycie [9].



Charakterystyczne parametry	RPC	Stalowa belka	Sprężona belka	Żelbetowa belka
Wysokość belki [mm]	360	360	700	700
Waga [kg/m]	130	110	470	530

Rys. 4. Porównanie przekrojów poprzecznych belek o tej samej nośności na zginanie

5. Beton poddany badaniom

5.1 Skład betonu

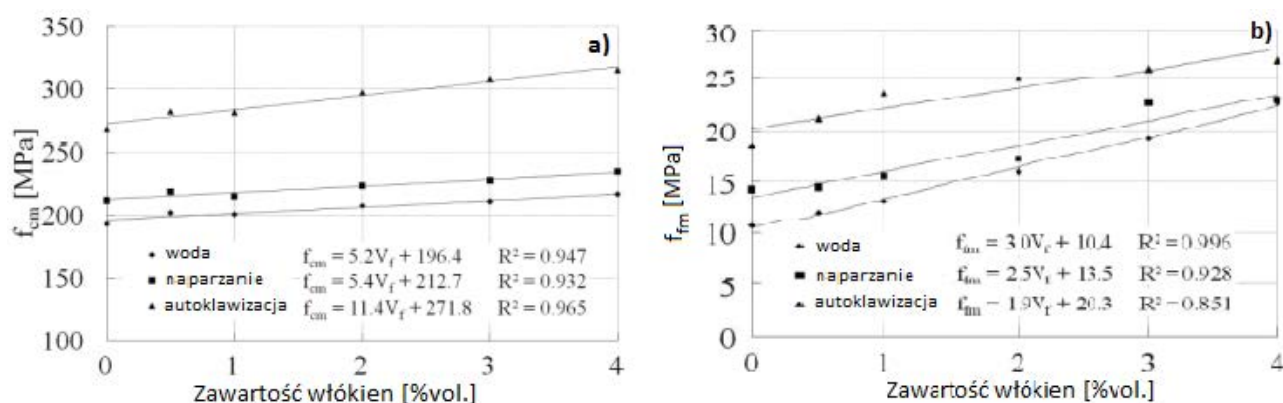
Do wykonania próbek wykorzystano cement CEM I 52,2 R Rejowiec i włókna stalowe o wytrzymałości na rozciąganie 2200MPa, module sprężystości 210GPa. Wymiary włókien wynosiły 0,175mm grubości i długości 6mm. Zagęszczenie próbek odbyło się na stole wibracyjnym, włókna rozmieszczone w sposób losowy [10].

Tablica 2. Skład badanego betonu o najlepszych właściwościach mechanicznych [10]

Składnik	Ilość kg/m ³
Cement	1000
Pył krzemionkowy	200
Mielony kwarc	340
Piasek	810
Woda	240
Superplastyfikator	20

5.2 Otrzymane wyniki

W celu otrzymania wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono badanie na 12 próbkach sześciennych o wymiarach 40x40x40mm. Wytrzymałość na rozciąganie zmierzono podczas trójpunktowego zginania, w którym wykorzystano 6 próbek o wymiarach 16x40x40mm. Odległości między podporami wynosiły 100mm. Badania odbyły się po 28 dniach dojrzewania w różnych warunkach.

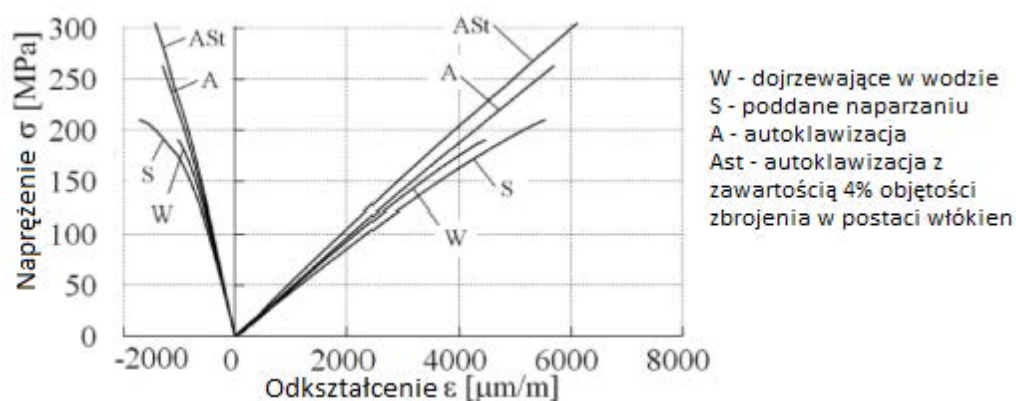


Rys. 5. Wpływ zawartości włókien i warunków dojrzewania na wytrzymałość materiału na:
a) ściskanie b) rozciąganie [10]

Tablica 3. Podsumowanie podstawowych właściwości badanego betonu (brak włókien) [10]

Warunki dojrzewania	f_{cm} [MPa]	f_{tm} [MPa]	Gęstość [g/cm^3]
Woda 20 ^o C	194	10,6	2,33
Naparzenie w 90 ^o C	212	14,3	2,32
Autoklawizacja w 250 ^o C	268	18,6	2,30

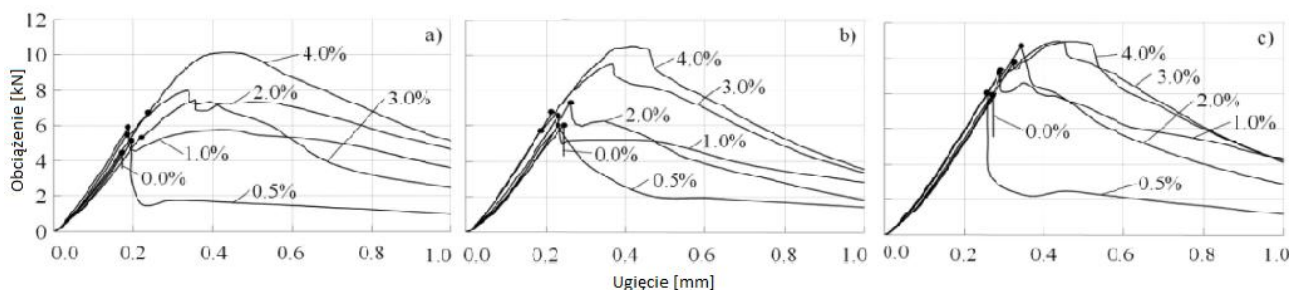
W celu otrzymania zależności wykresu odkształcenie naprężenie sporządzono 3 cylindryczne próbki o wymiarach 50x100mm. Na próbkach umieszczono 6 tensometrów oporowych, które mierzyły odkształcenia podczas ściskania próbek. Zbadana zależność ma charakter liniowy.



Rys. 6. Zależność między naprężeniem a odkształceniem w zależności od warunków dojrzewania [10]

Tablica 4. Średnie wartości modułu sprężystości [10]

Sposób dojrzewania, rodzaj próbki	Moduł sprężystości [GPa]	Współ. Poissona [-]
Beton bez włókien – woda 20°C	47	0,20
Beton bez włókien – naparzenie 90°C	44	
Beton bez włókien – autoklawizacja 250°C	50	
Beton z 4%obj. włókien – autoklawizacja 250°C	50	



Rys. 7. Zależność między obciążeniem a ugięciem podczas testu trójpunktowego zginania:
a) próbki dojrzewające w wodzie, b) naparzenie, c) autoklawizacja [10]

Tablica 5. Średnie wartości współczynnika ciągliwości i energii pęknięcia [10]

Warunki dojrzewania	Cecha	Bez włókien	Zawartość włókien [4%]				
			0,5	1	2	3	4
Woda	I ₅ [-]	-	3,0	4,9	5,5	6,2	5,6
	I ₁₀ [-]	-	5,0	8,3	8,8	9,9	7,9
	I ₂₀ [-]	-	6,9	10,4	10,7	12,5	9,9
	WF [kNmm]	0,3	3,0	6,1	7,4	7,1	10,3
Naparzenie	I ₅ [-]	-	3,0	5,0	5,1	6,6	5,5
	I ₁₀ [-]	-	4,7	8,0	8,4	10,3	7,7
	I ₂₀ [-]	-	6,3	10,4	10,5	12,9	9,1
	WF [kNmm]	0,7	3,0	5,9	6,0	8,7	9,2
Autoklawizacja	I ₅ [-]	-	2,2	2,5	4,1	4,5	6,7
	I ₁₀ [-]	-	2,7	3,1	6,0	7,4	8,6
	I ₂₀ [-]	-	2,9	3,4	5,8	7,0	9,3
	WF [kNmm]	0,9	3,4	6,1	9,2	9,4	10,8

5.3 Wnioski

Z przedstawionych wyników badań można stwierdzić, że im większa ilość włókien, tym większa wytrzymałość na ściskanie, przyrost w przypadku dojrzewania w wodzie i naparzenia wynosi około 10%, natomiast w przypadku autoklawizacji 20%. Przyrost wartości wytrzymałości na rozciąganie jest większy niż przy pierwszym badaniu. W przypadku betonu bez dodatku włókien wytrzymałość na ściskanie mieści się w granicach 194-268 MPa w zależności od warunków dojrzewania, a wytrzymałość na rozciąganie 10,6-18,6 MPa. Natomiast dla betonu z zawartością włókien (4% objętości) wytrzymałości te wynoszą odpowiednio na ściskanie od 220-315 MPa, na rozciąganie 23-27MPa. Otrzymane wartości wytrzymałości są większe niż to podaje dostępna literatura [6]. Na podstawie badania zależności między obciążeniem a ugięciem wyznaczono

następujące cechy: współczynnik ciągliwości i pracę łamania. W celu uzyskania optymalnej ciągliwości kompozytu dodatek włókien stalowych nie powinien przekraczać 3% objętości (tab. 5).

Literatura

- [1] Kurdowski W.: Chemia cementu. Warszawa, PWN, 1991.
- [2] Zdeb T., Śliwiński J.: Beton z proszków reaktywnych jako kompozyt cementowy o ultra wysokiej wytrzymałości.
- [3] Acker P., Behloul M.: Ductal technology: a large spectrum of properties, a wide range of application, International Symposium on UHPC, Kessel Germany, pp.11-23, 2004.
- [4] Godycki-Ćwirko T.: Mechanika betonu, Warszawa, Arkady 1982.
- [5] Richard P., Cheyrezy M., „Composition of reactive powder concrete” CCR Vol. 25 No.7, pp. 1501 – 1511, 1995.
- [6] Saferna M., Kaszuba S.: „Nowoczesne kierunki w technologii betonu” BETOTECH.
- [7] http://www.lafarge.com/07022007-research_innovation-interview_JLukaski-uk.pdf?xtmc=rpc&xtcr=1.
- [8] Jasiczak J., Wdowska A., Rudnicki T.: Betony ultrawysokowartościowe. „Polski Cement”. Kraków 2008.
- [9] Urban M.: Reologiczne podstawy uzyskiwania betonów samozagęszczalnych o wysokiej wytrzymałości. Cement Wapno Beton 5/2008.
- [10] Zdeb T.: Bulletin of the polish academy of sciences, technical sciences, Vol. 61, No. 1, 2013

CHARACTERISTIC OF MODERN REACTIVE POWDER CONCRETE

Summary

Over the last few years there has been a rapid development of construction materials, particularly structural concrete. The willingness to create higher and slimmer buildings brought about the necessity to minimize the disadvantages of conventional concrete. Reactive powder concrete, also known as low-temperature ceramics, turned out to be the most favorable solution. In this paper the authors present the history of the development of this material and the criteria to be met by individual components included in this composition. The requirements refer to the quantitative composition, the quality and the maturation of the composite. The last part pertains to the laboratory tests which show the correlation between strength, fiber content and the art of heat treatment used during the concrete curing.

wzmocnienia, konstrukcje murowe, modernizacja, adaptacja, przebudowa

Mateusz NOWAK¹

WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI MUROWYCH PODCZAS PRZEBUDOWY

Praca ta stanowi przegląd prostych metod inżynierskich naprawy konstrukcji murowych w trakcie przebudowy, rozbudowy lub zmiany ich sposobu użytkowania budynków. Prezentuje ona najczęstsze przyczyny uszkodzeń tego typu konstrukcji, metodologię ich badań oraz oceny, a także wybrane sposoby wzmocnienia. W treści referatu zawarto również przykłady urządzeń wspomagających badania morfologii rys.

1. Najczęstsze przyczyny uszkodzeń konstrukcji murowych

Podobnie jak w przypadku konstrukcji wykonanych z innych materiałów, uszkodzenia konstrukcji murowych mogą być spowodowane jedną lub wieloma przyczynami. Zależnie od indywidualnej sytuacji przyczyny te mogą działać jednocześnie lub następować po sobie z pewnym opóźnieniem. Często jedna przyczyna powoduje następne (złe wykonanie drenażu może spowodować wymycie gruntu spod fundamentu i ostatecznie osłabienie posadowienia co skutkuje pojawieniem się rys na ścianie). Poprawne zdiagnozowanie przyczyny jest warunkiem koniecznym do odpowiedniego wzmocnienia konstrukcji.

1.1. Nierównomierne osiadanie podłoża

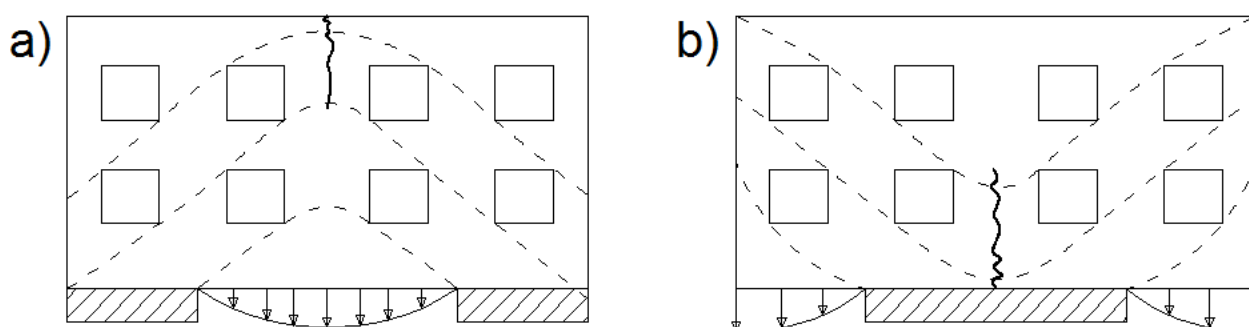
Jest to najczęstsza przyczyna uszkodzeń fundamentów i ścian nośnych (60-70% wszystkich przyczyn uszkodzeń [4]). Podczas gdy jedna część ściany wyłącza się z przenoszenia obciążeń przez zwiększone osiadanie, tworzy się układ rys zwany przesklepieniem (rys. 1.). Jego krawędź ukazuje trajektorię naprężeń ściskających występujących w murze i przechodzi przez najsłabsze przekroje w ścianie (z reguły przez nadproża). Ze względu na niejednorodność ścian, kształt trajektorii może się różnić od oczekiwanego (parabolicznego).

Podczas występowania nierównomiernego osiadania mogą wystąpić także rysy pionowe (rys. 1.), choć pojawiają się one również w przypadku małej wytrzymałości ściany na zginanie.

Powodem występowania różnic w osiadaniu są zróżnicowane parametry gruntu pod

¹ Student I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

budynkiem lub poziomem naprężeń występujących pod fragmentami ścian bądź działanie roślinności. W przypadku gruntów, oprócz błędów przy określaniu ich parametrów w fazie projektowej i błędów wykonawczych przy odkrywce fundamentów, przyczyną może być podmycie fundamentu przez wodę w wyniku gwałtownych opadów, złego odwodnienia, awarii przewodów wodociągowych lub centralnego ogrzewania, a także usunięcie gruntu z pobliża fundamentów do poziomu posadowienia. Natomiast w przypadku oddziaływania roślinności (głównie drzew) największe problemy stwarza ich system korzeniowy. Może on działać pośrednio (przez osuszanie gruntu) lub bezpośrednio (przez nacisk mury piwnic lub podnoszenie fundamentu). Dlatego uwzględnienie wpływu drzew na warunki gruntowe jest bardzo istotne. W przybliżeniu zaleca się sadzić drzewa w odległości od budynku równej 1,5 wysokości dorosłego drzewa do 2 wysokości najwyższego drzewa w grupie [4].



Rys. 1. Morfologia rys zależnie od położenia części ściany ulegającej zwiększonemu osiadaniu (linia przerywana ukazuje możliwe przesklepienia, linia pogrubiona rysę pionową): a) osiadaniu podlega środek ściany, b) osiadaniu podlegają krawędzie ściany

1.3. Przeciążenia

Przekroczenie nośności murów jest drugą najczęstszą przyczyną ich uszkodzeń (15-20% wśród wszystkich [4]). Dotyczy głównie elementów o małym przekroju, w których w zależności od rodzaju przenoszonych obciążeń, przekraczana jest nośność na ściskanie (filary), lokalny docisk (ściany pod np. nadprożami, belkami stalowymi), zginanie lub ścinanie (ściany usztywniające, nadproża). Zniszczenie na skutek przeciążenia można podzielić na trzy fazy (tablica 1.).

Przyczynami tego typu uszkodzeń mogą być błędy projektowe (nie uwzględnienie np. obciążeń poziomych, błędy w obliczeniach), wykonawcze (wykorzystanie zaprawy lub elementów murowych o nośności mniejszej niż założona w projekcie, zmiana układu konstrukcyjnego lub elementów nośnych bez konsultacji z projektantem) lub w trakcie adaptacji (zwiększenie obciążeń użytkowych ze względu na zmianę funkcji bez dokonania wzmocnień).

Tablica 1. Fazy niszczenia muru

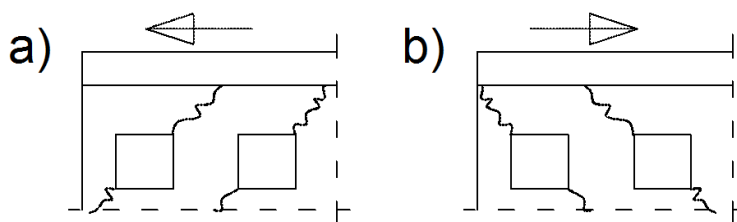
Faza niszczenia	Poziom naprężen	Opis
Pierwsza	40-60% f_k	pojawienie się pierwszych rys
Druga	80-90% f_k	połączenie rys w pęknięcia powiększające się ze wzrostem obciążeń na kilka do kilkunastu warstw cegieł
Trzecia	90-100% f_k	bryły wytworzone pomiędzy pęknięciami tracą stateczność

1.4. Odształcenia konstrukcji

Trzecią najbardziej powszechną przyczyną uszkodzeń konstrukcji murowych jest ich odkształcalność termiczna, pęcznienie oraz skurcz (2-5% wszystkich przyczyn uszkodzeń [4]). Odształcenia te są niegroźne jeśli poszczególne elementy mają swobodę odkształceń, jednak w praktyce budowlanej trudno spełnić ten warunek. Największe znaczenie mają odkształcenia termiczne, które są szczególnie istotne w przypadku elementów o znacznych długościach, np. ścian i stropodachów – rysy pojawiają się wtedy na krawędziach elementów.

W przypadku ścian zewnętrznych połączonych z wewnętrznymi, w celu uniknięcia pionowego zarysowania na ich styku, ściana musi przenieść moment gnący wynikający z nierównomiernego nagrzewania się ścian po stronie zewnętrznej i wewnętrznej [4]. Gdy mur bądź strop znajdują się w bezpośrednim sąsiedztwie drugiego budynku, na skutek wzrostu temperatury mogą na niego oddziaływać siłą dochodzącą do kilku MN, którą należy uwzględnić w wymiarowaniu konstrukcji. Podobnie należy rozważyć oddziaływanie murowanych przewodów kominowych połączonych ze ścianami.

Odształcalność termiczna ma bardzo duże znaczenie w przypadku stropodachów. Ich wydłużenie może sięgać do kilku centymetrów, co przy braku dylatacji między dachem a stropem jest przyczyną powstawania pęknięć (rys. 2).



Rys. 2. Zarysowanie ścian spowodowane odkształceniami termicznymi stropodachu: a) rozszerzania się, b) kurczenia się

W aspekcie odkształceń termicznych szczególnej wagi nabiera właściwa izolacja termiczna belek stalowych stropów i nadproży, których współczynnik rozszerzalności liniowej jest znacząco większy od współczynnika dla murów.

Efekty skurczu i pęcznienia są w zakresie samych konstrukcji murowych pomijalne

(pęcznienie ceramiki ustaje niedługo po jej wytworzeniu, podobnie jak skurcz wyrobów wapienno piaskowych), jednak zawsze należy rozpatrywać wpływ skurczu betonu w elementach żelbetowych łączonych z murowymi.

1.5. Wpływ obciążeń dynamicznych

Kategoria obciążeń dynamicznych jest szeroka: zaliczają się do niej zarówno wstrząsy sejsmiczne, parasejsmiczne (szkody górnicze), drgania wywołane robotami budowlanymi (np. wbijanie pali, wibracyjne zagęszczanie podłoża), drgania wywoływane przez maszyny przemysłowe, a także te dotyczące największej ilości budynków – drgania spowodowane ruchem pojazdów. Analiza wpływu drgań na konstrukcję jest bardzo złożona, dlatego w codziennej praktyce inżynierskiej często korzysta się z uproszczeń (tablica 2.).

Tablica 2. Redukcja trwałości użytkowej budynku w zależności od liczby pojazdów przejeżdżających w ciągu doby po jezdni asfaltowej w pobliżu budynku [5]

Liczba pojazdów wzbudzających drgania w ciągu doby	< 600	600-900	900-1540	1540-2660	2660-4660	4660-7440	7440<
Redukcja trwałości użytkowej budynku [%]	0,0	4,0	7,5	10,0	15,0	25,0	35,0

Rysy spowodowane wpływami dynamicznymi rozpoczynają propagację od miejsc koncentracji naprężeń: w przypadku budynków typowych są to naroża otworów okiennych. Ze względu na zmienny w czasie kierunek drgań, zmienia się także kierunek rys, stąd krzyżujące się rysy są najbardziej charakterystyczne dla tej przyczyny uszkodzeń. Ostatecznie rysy mogą występować na całej powierzchni ściany.

2. Metodologia badań

Badania murów są niezbędne do poprawnego określenia sposobu i zakresu wzmocnienia. Kluczowe jest określenie przebiegu rys, ich rozwartości, kierunku rozszerzania się i ich zmian w czasie. Sposób dokonywania badań jest często zależny od przewidywanej przyczyny uszkodzeń. W większości przypadków polegamy na badaniach wizualnych wspomagając się prostymi przyrządami, czasem jednak konieczne jest sięgnięcie po pomoc laboratorium badawczego.

2.1. Podstawy badań wizualnych

Badania wizualne wydają się być z pozoru czynnością łatwą, jednak aby za ich pomocą poprawnie zdiagnozować stan konstrukcji, należy mieć odpowiednią wiedzę i doświadczenie. Trzeba położyć nacisk na dobre oświetlenie, niewielką odległość obserwatora od badanego elementu. Należy pamiętać o wpływie zdolności ludzkiego oka do akomodacji, która zmniejsza się wraz z wiekiem [4].

Badania wizualne przebiegu i rozwartości rys możemy podzielić na bezpośrednie: za pomocą nieuzbrojonego oka i wzorników (rys. 3), lupek z podziałką, lornetek oraz pośrednie: z użyciem endoskopów, lusterek, szczelinomierzy itp., zależnie od dostępności badanych powierzchni.

Określenie aktywności rys może być pominięte, gdy jesteśmy pewni, że przyczyną są odkształcenia termiczne (zanikają one w czasie). W innych przypadkach jej określenie jest bardzo istotne. Z reguły gdy rysy bądź pęknięcia się poszerzają, konieczne jest szybkie wzmocnienie konstrukcji. W tym celu stosuje się plomby – paski cienkiego szkła o szerokości 2-3 cm i grubości do 2 mm, które są przyklejane w poprzek rysy na zaprawę gipsową. Gdy plomba pęknie, mamy potwierdzenie aktywności rysy i przyrost jej rozwartości należy zmierzyć innymi metodami (np. opartymi na zasadzie suwmiarki), podanymi w pracy [4].



Rys. 3. Sposób dokonywania pomiarów rozwartości rys za pomocą wzornika

3. Wzmacnianie konstrukcji murowych podczas przebudowy

Wzmocnienia konstrukcji murowych mogą okazać się konieczne w przypadku wykrycia uszkodzeń bądź przed planowaną lub modernizacją budynku. Poniżej przedstawiłem proste i tanie w wykonaniu sposoby napraw często spotykanych rodzajów uszkodzeń konstrukcji murowych oraz

wzmocnień wymuszonych przebudową, biorąc pod uwagę głównie zabudowę jednorodzinną. Prace wzmacniające warto wykonywać przy odciążonych lub podpartych ścianach [4].

3.1. Wzmocnienie podłoża gruntowego

Zwiększenie nośności konstrukcji murowych można uzyskać się w zależności od rodzaju gruntu przez iniekcje konwencjonalne lub ciśnieniowo-strumieniowe, tzw. jet-grouting, i zagęszczanie gruntu (grunty sypkie) bądź wymianę gruntu lub dodatki chemiczne (grunty spoiście).

Najpopularniejszą metodą jest iniekcja niskociśnieniowa. W zależności od rodzaju gruntu i jego wilgotności stosuje się iniekcje cementowe, ilowo-cementowe, ilowe, krzemowe i żywice organiczne. Iniekcję wykonuje się za pomocą szeregu iniektorów w postaci rur stalowych wbitych w grunt prostopadle, pod skosem lub w położeniu poziomym. Iniektory mają postać rur stalowych o średnicy 20-25 mm perforowane u dołu [3]. Przez nie włacza się do gruntu iniekt pod ciśnieniem 0,3 do 3 MPa [3], który powoduje powstanie w gruncie zeskalonych brył [2]. Średnica utworzonej bryły jest zależna od wielkości ziaren gruntu – im są one większe, tym iniekt penetruje głębiej w grunt (przy żwirach do 1 m [4]). Lepszy efekt uzyskuje się przy zastosowaniu iniekcji ciśnieniowej, jest ona jednak bardziej kosztowna.

W przypadku gruntów spoiстых można zastosować dodatki chemiczne, jeśli jednak grunt jest na tyle słaby, że tego typu zabiegi nie przyniosą rezultatu, konieczna może się okazać wymiana gruntu. Osłabioną warstwę usuwa się spod ławy na odcinkach nie dłuższych niż 0,6-0,8 m. Po jej usunięciu należy ułożyć warstwę chudego betonu i następnie wolną przestrzeń pod ławą wypełnić podsypką piaskową lub żwirową, dogęszczając ją co około 20 cm. W celu zwiększenia nośności można co kilkadziesiąt centymetrów układać geowłókninę [3].

3.2. Wzmocnienia fundamentów

Wśród sposobów wzmocnień fundamentów można wyróżnić trzy główne typy: iniekcję, poszerzanie oraz pogłębianie (podbijanie).

W przypadku uszkodzenia fundamentu na całej grubości, przed przystąpieniem do innego rodzaju wzmocnienia należy za pomocą iniekcji (cementowej lub żywicznej) zespolić elementy murowe fundamentu.

Poszerzanie ławy stosuje się przy planowanym zwiększeniu obciążeń na fundament. Można to osiągnąć przez obetonowanie ławy lub torkretowanie na siatce stalowej z prętów o średnicy 6-8 mm zakotwionych do istniejącego fundamentu [2].

Pogłębianie fundamentów jest konieczne w przypadku obniżenia poziomu terenu lub zwiększenia głębokości piwnic. Wraz z podbiciem można poszerzyć szerokość ławy, szczególnie w przypadku projektowanego zwiększenia obciążeń. Wysokość podbicia nie może przekraczać 3m [2], należy go wykonywać odcinkami o długości do 1,0-1,2 m. Odległość między odkopanymi fragmentami ław powinna być większa niż 6-7 m, dobrze podbicie naroży zostawić na sam koniec [4]. Podbicie wykonuje się na chudym betonie przez podmurowanie cegłą pełną. Szczelinę (ok. 3 cm) między podbiciem a starą ławą wypełnia się mocną zaprawą cementową o konsystencji suchej metodą podbijania [4].

W przypadku zwiększonego osiadania na niewielkim fragmencie fundamentu dobrze może sprawdzić się odciążenie tej części ławy za pomocą wmurowanych na stałe belek stalowych obustronnie w ścianę nad uszkodzonym obszarem [4].

3.3. Naprawy ścian

W Polsce ani za granicą nie istnieją jednolite procedury normalizujące obliczenia wzmocnień konstrukcji murowych. Każdy projektant opiera się na własnej wiedzy w tym zakresie, dlatego istnieje wiele sposobów zwiększenia nośności ścian: przemurowywanie (w przypadku, gdy przyczyna uszkodzenia została usunięta), wzmacnianie prętami lub siatkami zbrojeniowymi zależnie od rodzaju obciążenia przekazywanego na ściany, za pomocą płaskowników lub ściągów stalowych, siatkami FRCM i FRP. Sposób obliczania i wykonywania tego typu wzmocnień omówiono w wielu publikacjach [2], [3], [4].

3.4. Wzmacnianie ścian przy wybijaniu nowych otworów lub poszerzaniu istniejących

Gdy zachodzi konieczność wykonania nowego otworu w ścianie nośnej należy dokładnie sprawdzić jej stan i dobrze określić obciążenia [1]. Przy wybijaniu otworów do 1,2 m w murach z cegły ceramicznej na dowolnej, gdy wysokość muru nad otworem jest równa co najmniej 2/3 projektowanej szerokości otworu i obciążenia skupione są przyłożone powyżej tej odległości, nie trzeba stosować zabezpieczeń [2]. W przypadku murów ceglanych na zaprawie cementowo-wapiennej można nie stosować zabezpieczeń jeśli wysokość muru nad wybijanym otworem stanowi co najmniej połowę szerokości otworu [2]. W innych wypadkach należy stosować zabezpieczenia.

Przed przystąpieniem do prac należy podstemplować elementy przenoszące obciążenie skupione na część muru przeznaczoną do wyburzenia. W kolejnym kroku nad górną krawędzią projektowanego otworu wykuwa się bruzdę poziomą do połowy grubości muru i wstawia belkę

nadproża (np. dwuteownik). Klinuje się ją klinami w strefach przypodporowych w murze, a szczeliny wypełnia dokładnie zaprawą bezskurczową [3]. Po związaniu zaprawy można przystąpić do wykucia otworu. W podobny sposób można wyciąć bruzdę poziomą na szerokość stopki kątownika stalowego, osadzić go w podobny sposób jak belkę, a następnie powtórzyć te czynności po drugiej stronie ściany. Później należy oba kątowniki połączyć za pomocą śrub stężających [3]. W kolejnym etapie należy wybić otwór. Przekroje kątowników i belek należy odpowiednio wyliczyć [1]. Gdy nadproże ma być szersze niż na jedną belkę należy wcześniej podeprzeć ścianę nad planowanym otworem zastrzałami we wcześniej wykonanych gniazdach [2].

W przypadku poszerzania otworów można stosować warianty nadproża z kątowników dodatkowo stosując przewiązki stalowe na dolnej części nadproża, bądź też częściowe odciążenie ścian, tak jak w punkcie 3.2., i połączenie nowego nadproża z belkami odciążającymi za pomocą dospawanych stalowych wieszaków [3].

Literatura

- [1] Hoła J., Pietraszek P., Schabowicz K.: Obliczanie konstrukcji budynków wznoszonych tradycyjnie. Wrocław, 2007, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne.
- [2] Masłowski E., Spizewska D.: Wzmacnianie konstrukcji murowych. Warszawa, Arkady, 2000.
- [3] Rudziński L.: Konstrukcje Murowe. Remonty i wzmocnienia. Kielce, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, 2010.
- [4] Stawiski B.: Konstrukcje murowe. Naprawy i wzmocnienia. Warszawa, POLCEN, 2014.
- [5] Ciesielski R., Maciąg E.: Drgania drogowe i ich wpływ na budynki. Warszawa, WKŁ, 1990.

STRENGTHENING OF MASONRY STRUCTURES DURING THEIR REDEVELOPMENT

Summary

The paper is a survey of few simple and profitable methods of strengthening masonry structures, which can be used during their redevelopment. The first chapter is an introduce to a whole topic. It is a survey of the most common causes of damage in masonry structures and gives instructions, how to identify them. In the second chapter is shortly described the methodology of research on masonry structures, which can be used by everyone. The third chapter concerns the main topic: selected methods of strenghtening this kind of structures. There are also some examples of research devices and morphology of cracks included.



drgania, dynamika, rezonans, trybuna.

Gerard WENDERSKI¹

ZAGADNIENIA DYNAMICZNE BETONOWYCH KONSTRUKCJI BUDOWNICTWA SPORTOWEGO

W niniejszej pracy rozpatruje się wpływ obciążenia dynamicznego na odpowiedź belki audytoryjnej będącej fragmentem żelbetowej konstrukcji trybuny stadionu sportowego. Analizuje się wielkości ugięć oraz przyspieszenie przemieszczenia środka płyty, a także wpływ zjawisk reologicznych na wartość całkowitego ugięcia płyty w rozpatrywanych okresach jej eksploatacji. Sprawdzone zostały SGU według zaleceń literatury fachowej.

1. Zagadnienia dynamiczne w świetle norm

Projektując obiekty budownictwa sportowego, nie sposób uznać wymiarowania za wystarczające w przypadku, gdy stany graniczne zostały sprawdzone wyłącznie dla obciążeń statycznych. Jak czytamy w pkt. 2.2(3) Eurokodu 1: *„Zaleca się, aby obciążenia użytkowe uwzględniane były jako oddziaływania quasi-statyczne.(...) W przypadku, gdy można oczekiwać, że wystąpią efekty rezonansowe w wyniku synchronicznego rytmicznego ruchu ludzi w czasie tańców lub skoków, zaleca się, aby model obliczeniowy był określony na podstawie specjalnej analizy dynamicznej.”* Widzimy więc, że projektant sam musi znaleźć granicę, która będzie określała, czy dany element konstrukcyjny lub też cały ustrój należy poddać odrębnej analizie, która weźmie pod uwagę takie elementy jak matematyczny model obciążenia czy też fizyczny model konstrukcji uwzględniające różnicę między oddziaływaniami statycznymi a dynamicznymi. Aktualnie brak jest normy, która w usystematyzowany sposób opisywałaby podejście do projektowania z uwzględnieniem efektów dynamicznych i stanowiłaby swego rodzaju delegację normową, odsyłającą projektanta do poszczególnych pozycji. W większości przypadków konstruktorzy zdani są na poszukiwanie klasycznych metod znanych z wytrzymałości materiałów (głównie rozwiązania analityczne) lub wsparcie projektowania przez zastosowanie metod numerycznych (w ogromnej większości stosowane są metody elementów skończonych). Poszczególne wyjątki stanowią fragmenty norm (PN-EN 1991-1-4) czy też całe uregulowania prawne (PN-EN 1991-4).

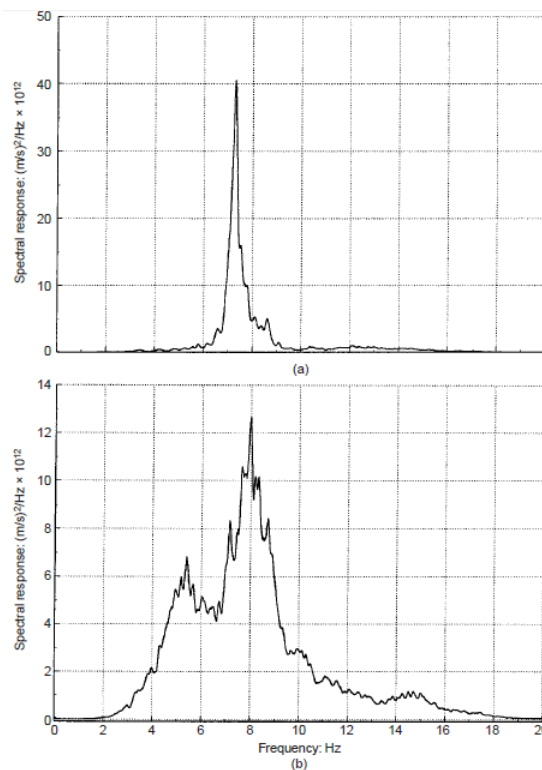
¹ Student I roku S2M Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.

2. Modele obciążenia

Bardzo obszernym zagadnieniem, które stanowi ważną część analizy dynamicznej obiektów budownictwa sportowego, jest interakcja pomiędzy człowiekiem a konstrukcją, rozumiana jako wpływ ludzi na właściwości dynamiczne rozpatrywanej konstrukcji. Temat ten, podobnie jak niektóre zjawiska zachodzące w silosach, jest do dziś niedostatecznie zbadany i stanowi wyzwanie dla współczesnej nauki. Powstało wiele publikacji traktujących o tym zagadnieniu (m.in.[2,3]), które zwracają uwagę na jego ważkość przy projektowanie takich obiektów jak stadiony piłkarskie, stadiony przeznaczone do rozgrywania innych dyscyplin oraz pozostałe obiekty, narażone na oddziaływania dynamiczne wywołane ruchem tłumu, traktowanym jako obciążenie użytkowe. Obserwacje wykazały ([2,3]), że ludzie posiadają własną charakterystykę dynamiczną, na którą składają się m.in.: ciężar, zdolność pochłaniania energii czy też sztywność. Wieloletnie doświadczenia, szczególnie w postaci wyników zebranych z badań wykonanych na istniejących konstrukcjach, udowodniły, że rozpatrywanie obciążenia tłumem wyłącznie w kategoriach pewnej ograniczonej masy, jest zbyt dużym uproszczeniem i prowadzi do przekłamanych wyników. W praktyce, przy projektowaniu obiektów budownictwa sportowego o dużym znaczeniu (które jest głównie określane przez pojemność trybun), wykonuje się analizy numeryczne oraz analityczne, które wykorzystują aktualne modele opisujące tłum lub poszczególne jednostki, np. Wei & Griffin, Coerman, Sachse ([3]). O tym, jaka będzie odpowiedź konstrukcji na obciążenie daną grupą ludzi, decyduje nie tylko ich liczba oraz wspomniane parametry, ale także ich konfiguracja podczas obecności na obiekcie (stanie, siedzenie, skakanie, wchodzenie i opuszczanie trybun itp.) O tym, jak duży wpływ mają wspomniane aspekty, możemy się przekonać, analizując wyniki badań przeprowadzonych na stadionach piłkarskich w Wielkiej Brytanii przez pracowników naukowych uniwersytetów w Manchesterze oraz Watford. Badaniom zostały poddane największe obiekty w Anglii, przeznaczone do uprawiania różnych dyscyplin, w zdecydowanej większości dedykowane jednak rozgrywkom piłkarskim. W pracy [2] znajdują się wykresy odpowiedzi konstrukcji dla trybuny badanej w 2 fazach, tj. gdy trybuna była pusta oraz zapełniona. Gdyby zastosować klasyczne podejście, tzn. potraktować kibiców jak masę, która dociąża konstrukcję, spowodowałoby to zmniejszenie częstości drgań własnych rozpatrywanej konstrukcji. Dla przykładu, rozpatruje się częstość drgań własnych swobodnie podpartej belki audytoryjnej, rozpiętej pomiędzy belkami zębatymi. Wg [1] wspomniana wartość wynosi.

$$\omega_k = \frac{k^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (1)$$

W powyższym wzorze μ oznacza rozkład masy pręta na jego długości. Gdyby dodać masę tłumy do masy płyty, otrzymalibyśmy zmniejszenie wielkości częstości drgań własnych rozpatrywanego elementu, ponieważ μ znajduje się w mianowniku (1). W pracy [2] poddano badaniom trybunę, na której znajdowała się różna liczba widzów, a co za tym idzie, różna była wartość ich ciężaru. Poniżej zamieszczono wykresy zawarte w [2] dla kolejno: a – trybuna pusta, b – trybuna pełna.



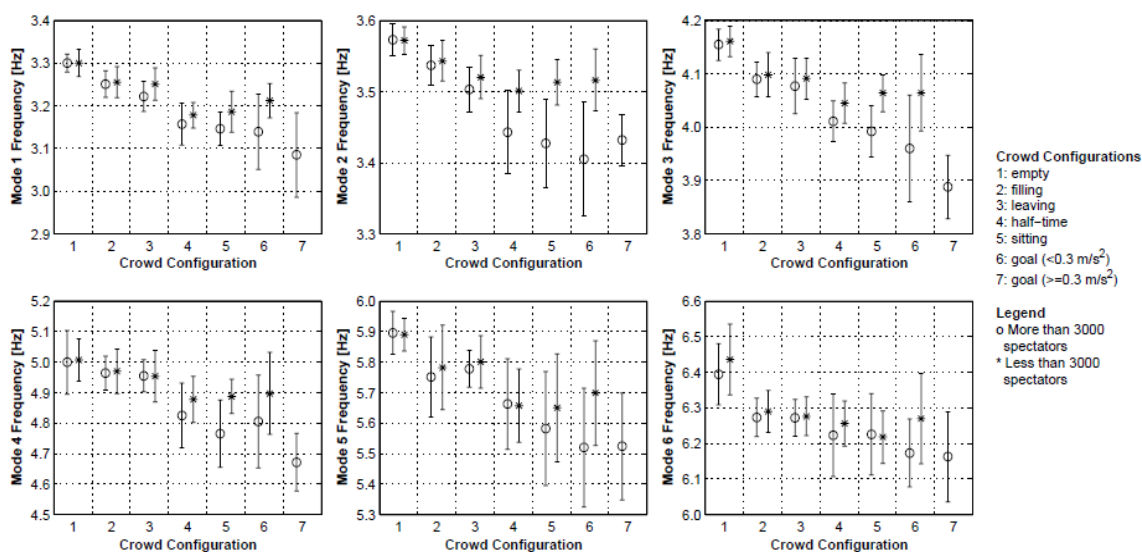
Rys. 1. Wykres odpowiedź-częstotliwość dla trybuny pustej (a) i pełnej (b) [2]

Spectral response – odpowiedź widmowa, Frequency - częstość

Jak widać dociążenie trybuny ciężarem widzów zwiększyło wartość częstości własnej, chociaż, zgodnie ze wzorem (1), powinna ona zmaleć (zależność wiążąca częstość z częstością wynosi $\omega = 2\pi f$, gdzie f to częstość).

Innym istotnym aspektem jest konfiguracja tłumy. W pracy ([3]) rozpatruje się aż 7 przypadków aktywności kibiców na stadionach: trybuna pusta, zapełniająca się widzami, opuszczana przez widzów, trybuna w przerwie meczu, kibice siedzący oraz dwa rodzaje konfiguracji kibiców wstających po zdobyciu gola (podział ze względu na przyspieszenie trybun, jakie wywołują widzowie swoją reakcją). Poniżej zamieszczono wykresy zmiany pierwszych

sześciu częstotliwości rezonansowych w zależności od poziomu wypełnienia trybuny oraz aktywności widzów.



Rys. 2. Zakresy zmian częstotliwości w zależności od konfiguracji tłumu: [3]

1-trybuna pusta, 2-wchodzenie, 3-opuszczanie, 4-przerwa, 5-siedzenie, 6 i 7-podczas zdobycia bramki
More/Less than 3000 spectators – Ponad/Mniej niż 3000 kibiców.

Jak można zauważyć największe rozbieżności w pomierzonych wartościach częstotliwości otrzymano dla chwili, kiedy widzowie spontanicznie cieszą się ze zdobytego gola. Jest to moment, kiedy poszczególne elementy trybuny (płyty, belki) osiągają największe przyspieszenie. W dalszej części tekstu zostanie omówiona metoda sprawdzania warunków użyteczności trybuny, właśnie ze względu na przyspieszenie poszczególnych jej fragmentów.

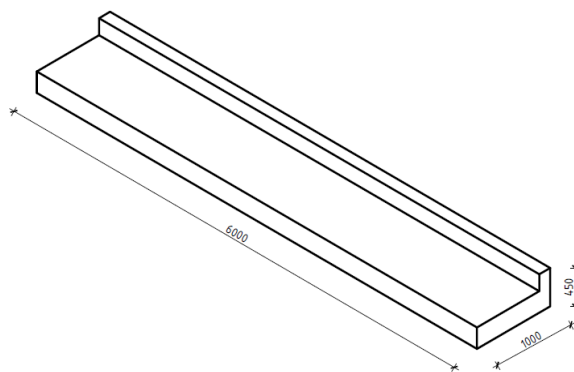
W pracy ([3]) określono także wpływ wcześniejszych aspektów na wartość ułamka tłumienia krytycznego trybuny. Badania wykazały tendencję do osiągania przez ten parametr coraz większych wartości dla kolejnych faz aktywności. Co ciekawe, dochodzi do zmniejszenia wielkości tłumienia w momencie zdobycia gola (tłum stojący i skaczący) w stosunku do sytuacji, gdy widzowie siedzą lub opuszczają stadion. Powyższe zjawisko, w połączeniu z ekstremalnymi chwilowymi wartościami przemieszczenia wertykalnego elementów trybuny, powoduje jeszcze większą odpowiedź układu w momencie celebracji gola przez widzów obecnych na stadionie (ważna jest też ich liczba).

3. Przykładowa analiza wyodrębnionego elementu konstrukcyjnego

Dalsza część niniejszej publikacji zostanie poświęcona analizie odpowiedzi belki

audytoryjnej, stanowiącej fragment projektowanej przez autora trybuny, na obciążenie dynamiczne. Płyta jest wykonana z betonu C40/50, swobodnie podparta za pomocą podkładek elastomerowych na belkach zębatych stanowiących fragment ramy płaskiej.

Matematyczna postać obciążenia, zaprezentowana poniżej (wzór (2)), nie uwzględnia wcześniej wspomnianych parametrów dynamicznych tłumy, jednak pozwala na określenie równie ważnych aspektów definiujących typ aktywności widzów. Matematyczny model obciążenia w postaci rozwinięcia szeregu Fouriera, bazujący na normie brytyjskiej BS6399, zaczerpnięto z pracy [2].



Rys. 3. Widok aksonometryczny analizowanej płyty audytoryjnej

$$F(x, y, t) = G(x, y) \left[1, 0 + C_e \sum_{n=1}^{\infty} r_n \sin \left(\frac{2n\pi}{T_p} t + \varphi_n \right) \right] \quad (2)$$

Jest to postać ogólna wzoru, który jest funkcją 3 zmiennych: położenia na płaszczyźnie oraz czasu. Na potrzeby niniejszej analizy uproszczono ten wzór zakładając, że obciążenie użytkowe jest stałe (nie zależy od położenia), co pozwoliło uzyskać funkcję jednej zmiennej. Dla $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ wzór (2) upraszcza się do poniższej postaci

$$F(t) = 4,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \left[1, 0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{3} \sin(n4\pi t + \varphi_n) \right] \quad (3)$$

Stała r_n jest odpowiedzialna za modyfikację wartości obciążenia w zależności od aktywności widzów (patrz rys.5). Do obliczeń przyjęto $r_n = 1/3$, co odpowiada normalnemu skakaniu. W analizie rozpatruje się model tłumy skaczącego rytmicznie z częstotliwością $f = 2,0 \text{ Hz}$ dla $n = 3$ składników szeregu Fouriera. Wyższa liczba członów szeregu powoduje zwiększenie dokładności obliczeń, która jednak jest nieproporcjonalna do nakładu pracy przy całkowaniu równań ruchu.

Model płyty oparto na równaniu różniczkowym pręta prostego wg [1], dany wzorem (4).

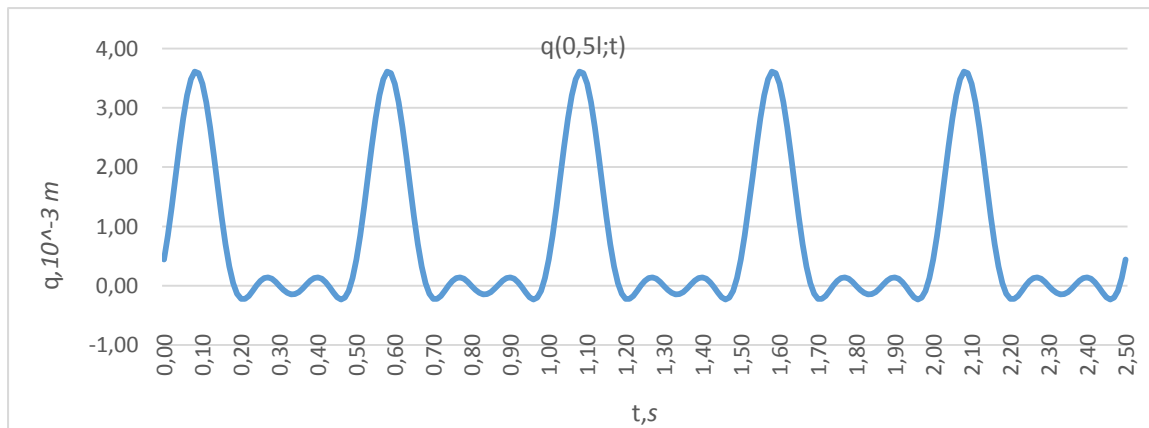
$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \frac{\partial^2 q(x, t)}{\partial x^2} \right] + \mu(x) \frac{\partial^2 q(x, t)}{\partial t^2} = p(x, t) \quad (4)$$

Powyższy wzór ulegnie uproszczeniu ponieważ płyta ma stałą sztywność (nie ulega zarysowaniu zarówno pod wpływem obciążenia prawie stałego, jak i całkowitego obciążenia charakterystycznego) oraz rozkład masy na długości. Obliczony wpływ sił bezwładności i ścinania na drgania płyty okazał się pomijalnie mały.

Table 1. Fourier coefficients and phase lags for different types of jumping

Activity	Contact ratio: α	Coefficients	$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$	$n = 5$	$n = 6$
Low-impact aerobics	2/3	r_n	$\frac{9}{7}$	$\frac{9}{55}$	$\frac{2}{15}$	$\frac{9}{247}$	$\frac{9}{391}$	$\frac{2}{63}$
		φ_n	$-\frac{\pi}{6}$	$-\frac{5\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{2}$	$-\frac{\pi}{6}$	$-\frac{5\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{2}$
Rhythmic exercises, high-impact aerobics	1/2	r_n	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{2}{3}$	0	$\frac{2}{15}$	0	$\frac{2}{35}$
		φ_n	0	$-\frac{\pi}{2}$	0	$-\frac{\pi}{2}$	0	$-\frac{\pi}{2}$
Normal jumping	1/3	r_n	$\frac{9}{5}$	$\frac{9}{7}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{9}{55}$	$\frac{9}{91}$	$\frac{2}{15}$
		φ_n	$\frac{\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{2}$	$-\frac{5\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{2}$

Tablica. 1. Tabela zawierająca poszczególne składniki wzoru (2) [2]



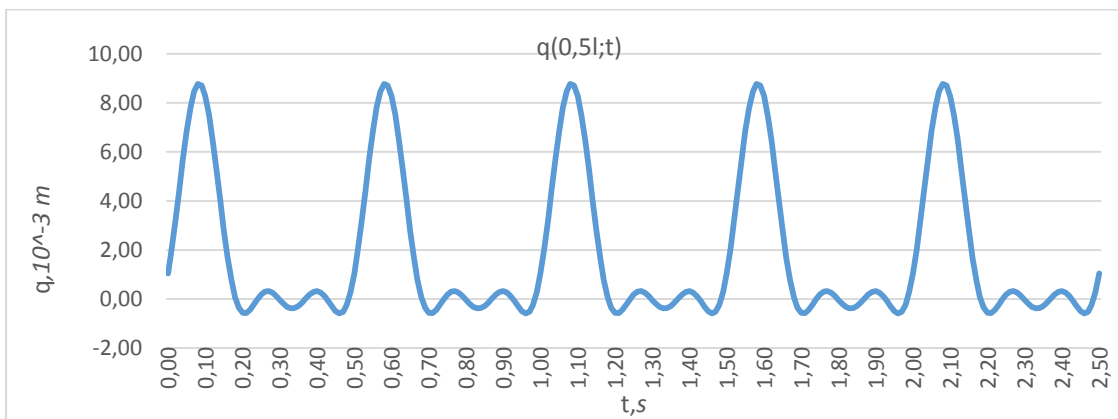
Rys. 4. Wykres przemieszczenia środka płyty dla $t \in [0; 2,5s]$

Rozwiązanie równania (2) otrzymujemy za pomocą transformacji do poniższej postaci

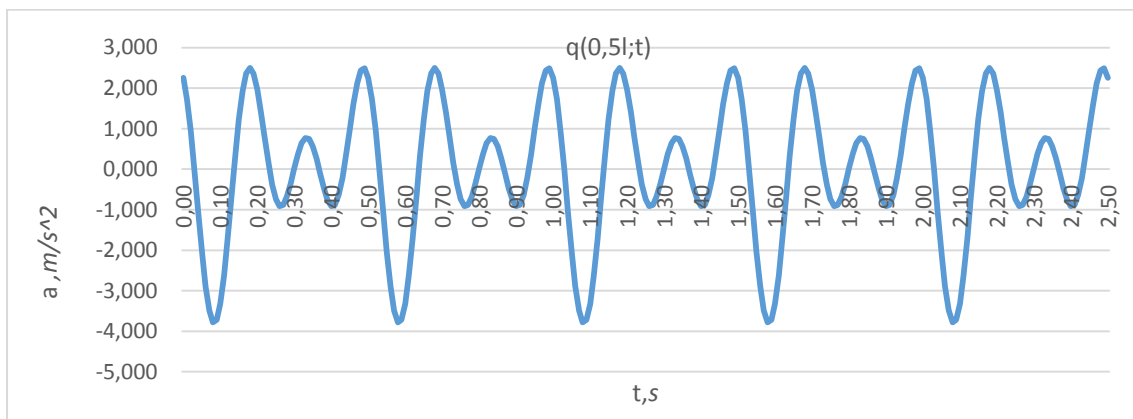
$$q(x, t) = \sum_{k=1}^{\infty} w_k(x) y_k(t) \quad (5)$$

W powyższym wzorze $w_k(x)$ jest k -tą postacią drgań, natomiast $y_k(t)$ posiada wymiar długości i jest określany z wykorzystaniem warunków ortogonalności. Obliczenia przeprowadzono

dla 1, 3 i 5 postaci drgań płyty (2 i 4 jako antysymetryczne nie zmieniają wartości przemieszczenia). Analizę przeprowadzono z pominięciem tłumienia trybuny.



Rys. 5. Wykres przemieszczenia środka płyty dla $t \in < 0; 2,5s >$ po uwzględnieniu pełzania betonu



Rys. 6. Wykres przyspieszenia środka płyty po uwzględnieniu pełzania betonu

Table 5. Reaction to various peak acceleration levels on grandstands

Vibration level	Reaction
< 5%g	Reasonable limit for passive persons
< 18%g	Disturbing
< 35%g	Unacceptable
> 35%g	Probably causing panic

Tab.2 Wartości przyspieszenia (w %g) i odpowiadające im reakcje widzów [2]

<5% g - Akceptowalne, <18% g - Niepokojące, <35% g - Nieakceptowalne, >35% g - Groźące paniką.

4. Wnioski

- chwilowe wartości przyspieszenia środka analizowanej płyty audytoryjnej (patrz rys.7) po uwzględnieniu zjawisk reologicznych betonu, przekraczają zalecane w literaturze wartości

związane z komfortem użytkowania ($a_{max} = 3,78 \frac{m}{s^2} = 37,8\%g$),

- odkształcenie (ugięcie) środka płyty, spowodowane obciążeniem dynamicznym, znacznie zwiększa całkowite chwilowe ugięcie w stosunku do sytuacji, gdy uwzględniamy wyłącznie ugięcie od obciążenia statycznego,
- pomimo braku rezonansu (pierwsza częstość drgań własnych płyty równa $\omega_1 = 121,05$ 1/s jest znacznie większa od częstości siły wzbudzającej) otrzymane wyniki świadczą o możliwości wystąpienia innych niekorzystnych zjawisk, np. chwilowej zmiany schematu statycznego płyty w przypadku braku odpowiednio dużej szczeliny pomiędzy sąsiednimi płytami,
- istotną staje się kwestia podparcia płyt, szczególnie rodzaj podkładki oraz jej geometria, ulokowanie i parametry fizyczne, decydujące o możliwości swobodnego obrotu oraz właściwościach tłumiących całego układu,
- zjawiska reologiczne zachodzące w betonie mają duży wpływ na wartość całkowitego ugięcia a także pozostałe charakterystyki płyty oraz wielkości z nimi związane (w rozpatrywanym przypadku zwiększają maksymalne przemieszczenie o 243%).

Literatura

- [1] Chmielewski T., Zembaty Z.: *Podstawy dynamiki budowli*, Warszawa, Arkady, 1998.
- [2] Ellis B. R., Ji T., Litter J.D.: The response of grandstands to dynamic crowd loads. *Proceeding of Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings*, nr 140, 2000, s 355-365.
- [3] Ibrahim Z., Reynolds P., Pavic A.: The effects of crowd occupation on the dynamic performance of a grandstand. *Proceeding of ISMA*, 2004, s. 797-809.

DYNAMIC ISSUES OF CONCRETE SPORTS BUILDINGS

Summary

This paper provides the results of analytical dynamic analysis carried out on a seating deck which is a part of the reinforced concrete grandstand. The values of deflections and peak accelerations of the center of the L-shaped precast element were investigated, with taking into account the influence of the physical properties such as creep of concrete. SLS (Serviceability Limit States) of the considered element were examined according to the values included in the literature.



**Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej
są do nabycia w księgarni
plac Grunwaldzki 13, 50-377 Wrocław
bud. D-1 PWr., tel. 71 320 29 35
Prowadzimy sprzedaż wysyłkową
Zamawianie.ksiazek@pwr.wroc.pl**

ISBN 978-83-7493-881-5