



# **NOWOCZESNE PROJEKTOWANIE I REALIZACJA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH 2018**

*Praca zbiorowa*



**SKNKŻ KONKRET**

**Kraków, 2018**

### **Recenzenci**

prof. dr hab. inż. Andrzej Seruga  
dr hab. inż. Tomasz Kisilewicz, prof. PK  
dr hab. inż. Andrzej Winnicki, prof. PK  
dr inż. Piotr Gwoździejewicz  
dr inż. Marcin Dyba  
dr inż. Stanisław Kańka  
dr inż. Krzysztof Koziński  
dr inż. Szymon Seręga  
dr inż. Maciej Suchodoła  
dr inż. Mariusz Zych

### **Redakcja naukowa**

mgr inż. Magda Kijania – Kontak, mgr inż. Iga Rewers

### **Poprawki edytorskie**

Magda Kijania – Kontak

Iga Rewers

Małgorzata Urbaniak

**ISBN 978 – 83 – 939339 – 8 – 3**

Copyright by SKNKŻ KONKRET  
Zakład Konstrukcji Żelbetowych  
Wydział Inżynierii Lądowej  
Politechnika Krakowska  
Warszawska 24  
31-155 Kraków  
email: konkret.conkret@gmail.com  
web: konkret.pk.edu.pl

## **Słowo wstępne**

Koła naukowe stanowią ważny element skupiający studentów wokół interesujących ich tematów związanych z kierunkiem studiów. Pozwalają nie tylko na ukierunkowanie ich rozwoju zawodowego, ale i umożliwiają wspólną pracę wzmacniając umiejętność działania w zespole, tak ważną w pracy inżyniera. Studenckie Koła Naukowe działające na Wydziale Inżynierii Lądowej zrzeszają pasjonatów budownictwa i transportu w szesnastu kołach, działając aktywnie na rzecz lokalnej społeczności. Aktywność studencka jest w tym obszarze dostrzegana i doceniana przez samorządy oraz przyszłych pracodawców, a także jest nagradzana w prestiżowych konkursach w skali kraju. Do takich aktywnych kół należy właśnie Studenckie Koło Naukowe Konstrukcji Żelbetowych KONKRET, działające nieprzerwanie od lat 60-tych ubiegłego wieku i zrzeszające studentów studiujących na kierunku budownictwo.

Wysoka aktywność członków Koła, organizowanie spotkań, seminariów i konferencji zasługuje na bardzo wysoką ocenę i powoduje, że z optymizmem można podchodzić do przyszłego życia zawodowego studentów. Podsumowaniem bardzo aktywnego działania Koła jest kolejna monografia zawierająca recenzowane artykuły obejmujące swym zakresem problematykę szeroko pojętego procesu modelowania materiałów i konstrukcji inżynierskich, metod obliczeniowych i analizy konstrukcji, geotechniki, materiałów budowlanych i technologii, konstrukcji żelbetowych i sprężonych, konstrukcji metalowych, konstrukcji drewnianych, systemów pomiarowych i monitoringu konstrukcji, budownictwa ekologicznego i pasywnego oraz rewitalizacji budynków i wzmacniania konstrukcji.

Chciałbym pogratulować Autorom dużego osiągnięcia, jakim jest opublikowanie wyników własnych badań i analiz, a członkom i opiekunom SKNKŻ KONKRET życzyć dalszych sukcesów i rozwijania swoich pasji.



*dr hab. inż. Andrzej Szarata, prof. PK  
Dziekan Wydziału Inżynierii Lądowej  
Politechniki Krakowskiej im. Tadeusza Kościuszki*

# SPIS TREŚCI

<b>Anna Bąk</b> Rola tarcz żelbetowych w kształtowaniu dużych przestrzeni w budynkach	5
<b>Marcin Burdziński</b> Wpływ rozkładu obciążenia użytkowego na siły wewnętrzne i ugięcia w stropie płytowo-słupowym	15
<b>Marta Dudek</b> Mikrostruktura popiołów pochodzących ze spalania odpadów komunalnych	24
<b>Gabriela Grzegorska, Jan Wróbel</b> Projektowanie wybranych typów schodów żelbetowych	30
<b>Filip Mąka</b> Ściany szczelinowe	43
<b>Vadzim Parkhats</b> Wymagania normowe i wyniki analiz dotyczących zarysowania strefy podporowej w belkach strunobetonowych	55
<b>Paulina Pelczar</b> Rozwiązania konstrukcyjne silosów zapewniające redukcję zagrożenia pożarowego	69
<b>Aleksandra Pilas, Małgorzata Urbaniak</b> Konstrukcje betonowe zbrojone prętami GFRP – badania i wymiarowanie na podstawie norm amerykańskiej i rosyjskiej	79
<b>Iga Rewers, Marcin Tekieli</b> Metoda DIC jako rozszerzenie standardowych metod pomiarów na przykładzie zginanej belki żelbetowej	91
<b>Michał Sowiński</b> Wybrane aspekty technologiczno-organizacyjne remontu budynku użyteczności publicznej	105
<b>Monika Świerczek, Sylwia Tomczyk, Kinga Jędrzejek</b> Problemy techniczne budowy obiektów w gęstej zabudowie miejskiej, w historycznych centrach miast	114
<b>Daniel Tokarski, Bartłomiej Adamiak, Bartosz Pańko</b> Koncepcja zastosowania kompozytu wapienno-konopnego w przegrodach zewnętrznych eko obiektów	129
<b>Krzysztof Tylek</b> Czynniki wpływające na rozkład naprężeń od sprzężenia w płytach strunobetonowych	138
<b>Jan Warisch</b> Wygięcia wstępne strunobetonowych płyt HC	149
<b>Aneta Żmij</b> Wymuszone naprężenia termiczno – skurczowe w płytach fundamentowych posadowionych na palach	161



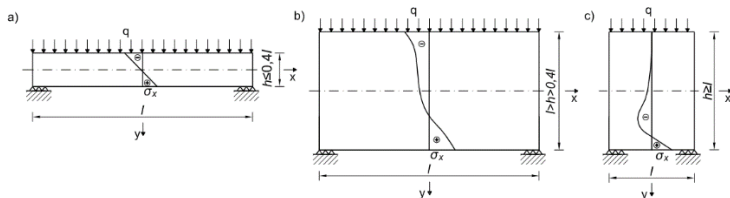
## ROLA TARCZ ŻELBETOWYCH W KSZTAŁTOWANIU DUŻYCH PRZESTRZENI W BUDYNKACH

## REINFORCED CONCRETE DEEP-BEAMS IN CREATION OF LARGE SPACES IN THE BUILDINGS

**Słowa kluczowe:** konstrukcje żelbetowe, tarcza żelbetowa

### 1. Wprowadzenie

Jednymi z powszechnie występujących elementów konstrukcyjnych są tarcze żelbetowe, które nazywane są również belkami-ścianami. Elementy tarczowe wykorzystywane są w wielu typach ustrojów: w wysokich budynkach, budowlach morskich, bunkrach, silosach czy też w budynkach, gdzie istnieje potrzeba uzyskania dużych przestrzeni. Jedną z zasadniczych ról tarcz w obiektach budowlanych jest przenoszenie obciążeń na słupy. Wykorzystuje się je również jako tarcze stropowe czy też stropodachowe umożliwiające przekazanie obciążeń poziomych na pionowe elementy stężące. W postaci tarcz kształtowane są także pionowe elementy stężące. W budynkach wielokondygnacyjnych lub budynkach, w których konieczne jest uzyskanie dużych przestrzeni bez żadnych przeszkód w postaci podpór w kondygnacji poniżej tarcze umożliwiają przekroczenie dużych rozpiętości na poszczególnych poziomach. Ze względów funkcjonalnych często w tarczach konieczne jest wykonanie otworów okiennych i drzwiowych, kanałów wentylacyjnych lub klimatyzacyjnych (W. Starosolski 2007). W przypadku tarcz prostokątnych, ustrój taki można traktować jako dźwigar powierzchniowy złożony z pliku warstw. W dowolnie wybranej warstwie panuje płaski stan naprężenia a rozkład naprężeń na grubości tarczy jest stały. Tarcze modeluje się jako dwuwymiarową płaszczyznę środkową o stałej grubości (M. Radwańska 2009). Zazwyczaj obciążenie belek-ścian zlokalizowane jest w ich płaszczyźnie. Jednak w elementach konstrukcyjnych zagłębionych w gruncie pojawia się obciążenie działające prostopadle do powierzchni elementu. W tym przypadku należy potraktować tarczę obciążoną w kierunku prostopadłym jako płytę.



Rys. 1. Rozkład naprężeń  $\sigma_x$  wzdłuż pionowej linii przekrojowej w zależności od stosunku wymiarów  $h/l$

W zakresie pracy liniowo-sprężystej elementu przyjmuje się, że naprężenia normalne rozkładają się liniowo wzdłuż wysokości przekroju (rys.1a). Stwierdzenie to jest słuszne w przypadku, gdy proporcje elementu upodobią go do pręta. Jednak gdy proporcje elementu zbliżone są do ściany, założenie takie jest błędne, ponieważ rozkład naprężeń ma w tym przypadku przebieg krzywoliniowy. Do tarcz zalicza się umownie elementy w przypadku, gdy wysokość  $h$  jest większa niż 0,4 rozpiętości  $l$  (Rys.1b), a w przypadku wsporników  $h > l_{wo}$ , gdzie  $l_{wo}$  - wysięg wspornika poza oś podpory. W przypadku osiągnięcia przez tarczę wysokości większej niż jej rozpiętość ( $h > l$ ) w uproszczeniu przyjmowane jest, że elementem nośnym jest jedynie dolna część tarczy o wysokości  $h=l$  (rys.1c), pozostała część nie bierze udziału w giętej pracy tarczy. Stosunek  $h/l$  ma znaczący wpływ na sposób zbrojenia poszczególnych tarcz. W każdym z wymienionych wyżej przypadków o zakwalifikowaniu elementu jako tarczy nie decyduje jego położenie (poziome, pionowe), lecz jedynie wymiary geometryczne. Wykresy naprężeń otrzymywane w tarczach żelbetowych nie zależą jedynie od wymiarów elementu, ale również od sposobu podparcia oraz rodzaju i miejsca przyłożenia obciążeń. W analizie tarcz żelbetowych należy uwzględnić naprężenie normalne  $\sigma_x$  i  $\sigma_y$  równoległe do osi  $x$  i  $y$  oraz naprężenie styczne  $\tau_{xy}$  działające w płaszczyźnie tarczy. Naprężenia  $\sigma_z$  przyjmuje się, że mają wartość zerową (W. Starosolski 2007).

## 2. Przykłady stosowania tarcz w budynkach

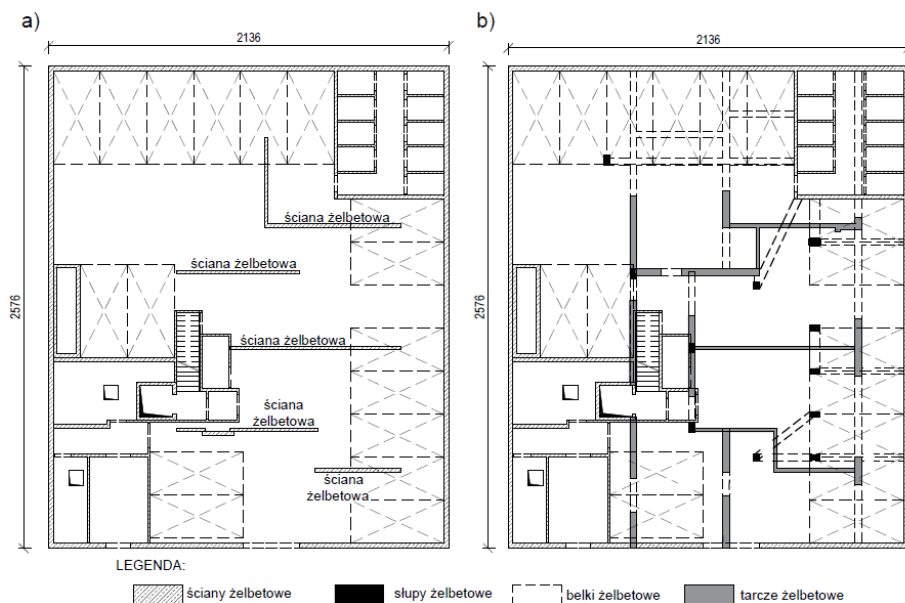
Tarcze żelbetowe pełnią bardzo ważną rolę w kreowaniu dużych przestrzeni w budynkach między innymi w garażach podziemnych, w dolnych reprezentacyjnych kondygnacjach budynków użyteczności publicznej, kinach itp. Przykładowo w garażach istnieje konieczność ograniczania ilości podpór ze względu na lokalizację dróg przejazdowych oraz miejsc postojowych. Ograniczona wysokość nie pozwala na kształtowanie wystarczająco sztywnych belek, które będą przenosić obciążenia z wyższych kondygnacji. Bardzo dobrym rozwiązaniem jest lokalizacja tarcz żelbetowych na kondygnacjach powyżej podpiwniczenia. W kinach konstruowanie tarcz pozwala na dobre zagospodarowanie przestrzeni pod widowniami, z uwagi na ograniczoną liczbę podpór.

W dalszej części pracy zostaną omówione trzy rozwiązania konstrukcyjne pozwalające na uzyskanie dużych przestrzeni poniżej miejsca wbudowania tarcz w trzech budynkach: mieszkalnym wielorodzinnym przy ulicy Ślicznej w Krakowie, Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach oraz mieszkalnym jednorodzinnym z usługami w poziomie parteru zlokalizowanym w Krakowie przy ulicy Tynieckiej. W przypadku dwóch wymienionych wyżej budynków zostały wykonane zamienne projekty, uwalniające zaprojektowane pierwotnie kondygnacje od podpór wewnętrznych. W przypadku ostatniego budynku układ konstrukcyjny zamieniono w trakcie trwania budowy.

### 2.1 Budynek wielorodzinny przy ulicy Ślicznej w Krakowie

Projekt obiektu wielorodzinnego został opracowany w październiku 2017 roku. Zaprojektowany budynek ma sześć kondygnacji, w tym 5 nadziemnych na planie prostokąta o wymiarach 23,30 x 12,30 m oraz jedną podziemną również na planie

prostokąta o wymiarach 21,36 x 25,76 m. Główną konstrukcję budynku zaprojektowano jako ściany murowane z rdzeniami żelbetowymi w przypadku kondygnacji nadziemnych oraz w technologii słupów i ścian żelbetowych posadowionych na płycie fundamentowej podpartej palami fundamentowymi CFA w przypadku kondygnacji podziemnej. Tarcze żelbetowe zostały zaprojektowane na poziomie parteru. W pierwotnej wersji projektu budowlanego założono na poziomie podpiwniczenia układ ścianowy, który podpierał strop nad piwnicą oraz ściany wyższych kondygnacji (Rys. 2a). Jednak ze względów funkcjonalnych (wykorzystywanie poziomu piwnicy jako garażu podziemnego) został wykonany projekt zamienny, w którym zastąpiono ściany nieregularną siatką słupów o przekrojach 0,35 x 0,35 m i 0,30 x 0,50 m oraz belek o przekrojach 0,35 x 0,70 m i 0,50 x 0,70 m, co było zdeterminowane wydzielaniem miejsc parkingowych. Ze względu na nieregularne rozmieszczenie słupów projektanci zaproponowali, aby w poziomie parteru rozmieścić w miejscach wstępnie zaprojektowanych ścian murowanych tarcze żelbetowe. Dzięki temu utworzono układ konstrukcyjny, który w dużo mniejszym stopniu ingerował w aspekty funkcjonalne garażu (Rys. 2b).

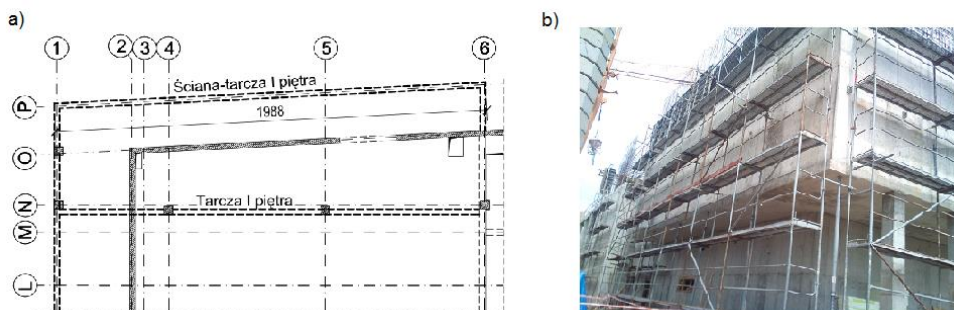


Rys. 2. Usytuowanie ścian żelbetowych w garażu w pierwotnej wersji: (a), usytuowanie układu słupowo-belkowego z pokazaniem tarcz kondygnacji wyższej (b)

## 2.2. Centrum Kulturalno - Artystyczne w Kozienicach

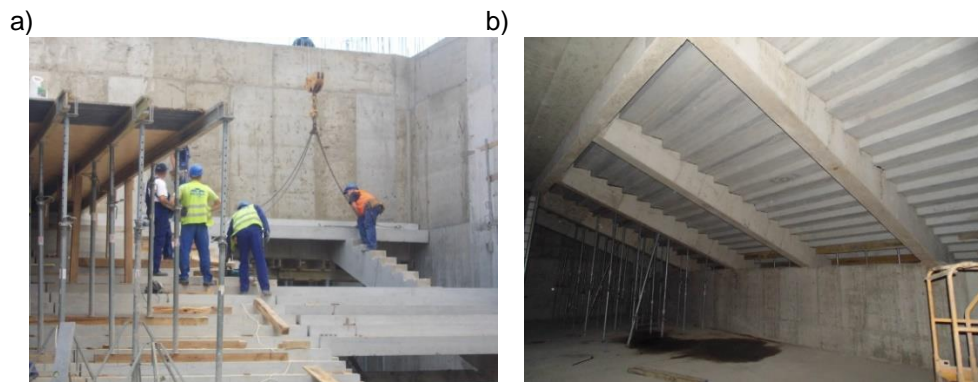
Budynek Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach został zaprojektowany w 2013 roku. Budowę rozpoczęto pod koniec 2013 roku a termin ukończenia przypadł na sierpień 2015 r. Budynek łączy funkcję kulturalno-artystyczne (przewidziano m. in. salę kinową, teatralną, bibliotekę) z dydaktycznymi (sale do zajęć tanecznych, sale dydaktyczne). Na rzucie prostokąta o wymiarach 61,5x42,5 m zaprojektowano 2 oddzielone segmenty budynku o odmiennym układzie konstruk-

cyjnym. W budynku zaprojektowano wiele tarcz żelbetowych o różnych rozpiętościach i wysokościach. Tarczę żelbetową o rozpiętości 19,88 m usytuowano w miejscach, gdzie wykonywano nadwieszenia kondygnacji wyższych nad kondygnacją parteru. Nadwieszenia te zostały zdeterminowane poprzez mniejsze wymiary poziomu parteru w stosunku do kondygnacji wyższych. Na tarczy takiej (Rys. 3) podwieszono i oparto stropy dzielące poszczególne kondygnacje.



Rys. 3. Lokalizacja (a) oraz widok (b) tarczy żelbetowej o rozpiętości 19,88 m

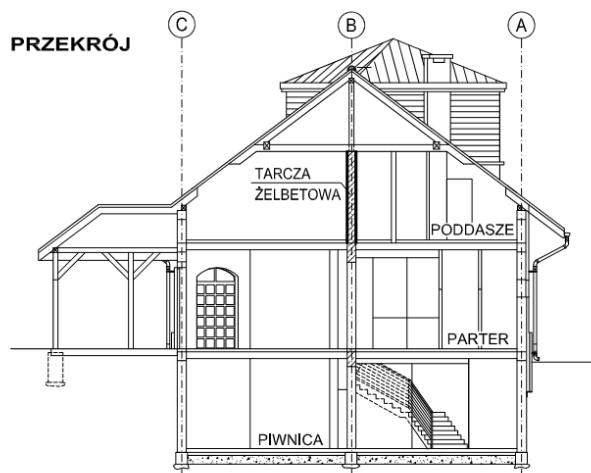
We wspomnianym budynku w Kozienicach tarcze żelbetowe znalazły również zastosowanie w kształtowaniu przestrzeni pod widownią. Na tarczy o rozpiętości również 19,88 m zawieszono belki nośne widowni oraz kablobetonowy strop kina (Rys. 3). Uzyskano w ten sposób wolną od podpór przestrzeń pod widownią (Rys. 4b).



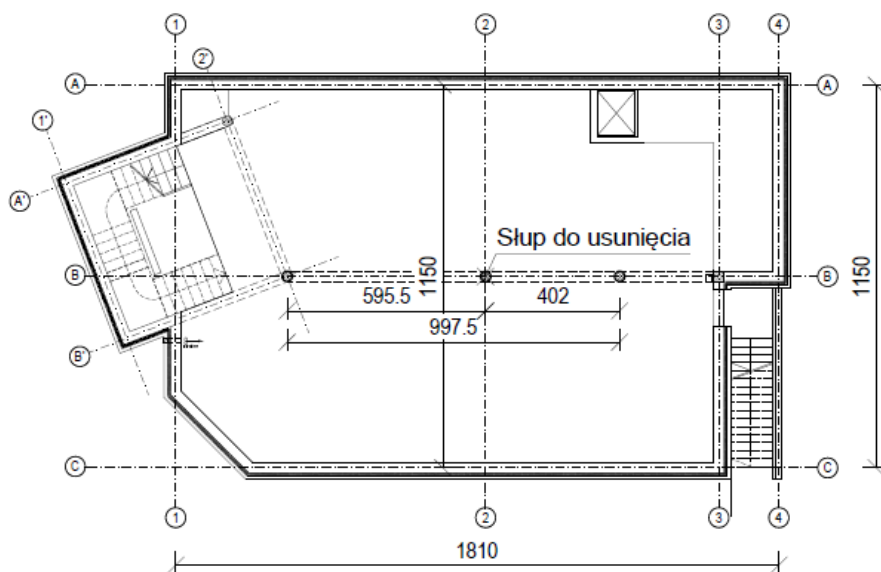
Rys. 4. Widok tarczy kinowej o rozpiętości 19,88 m (a) oraz uzyskanej dzięki niej wolnej przestrzeni pod widownią (b)

### 2.3 Budynek przy ulicy Tynieckiej w Krakowie

Projekt budynku jednorodzinного z usługami został opracowany w styczniu 2008 roku, a projekt zamienny w listopadzie 2017 roku. Bryłę budynku (Rys. 5 i 6) zaprojektowano na planie prostokąta o wymiarach 18,10 x 11,50 m z wcinającą się w prostokątny obrys budynku wieżą, w której zlokalizowano klatkę schodową o wymiarach 5,16 x 5,00 m.



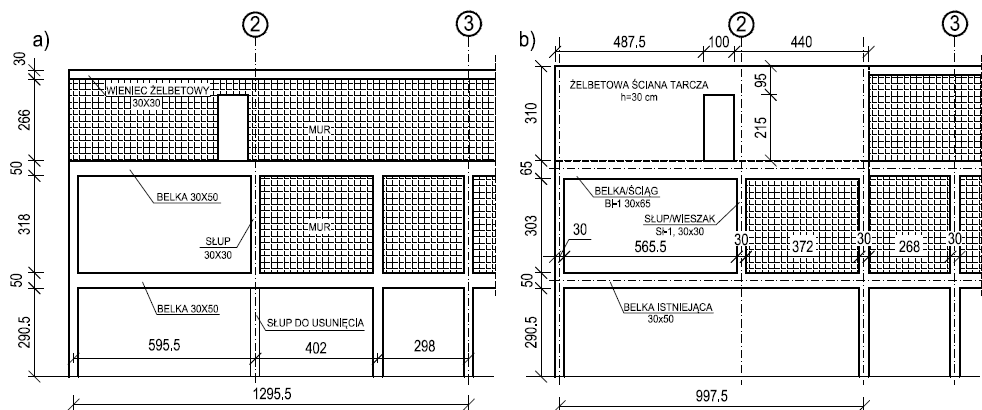
Rys. 5. Przekrój przez budynek jednorodzinny przy ulicy Tynieckiej z lokalizacją tarczy żelbetowej w poziomie poddasza



Rys. 6. Rzut podpiwniczenia w budynku jednorodzinym przy ul. Tynieckiej

Budynek posiada 2 pełne kondygnacje w tym jedną podziemną i jedną nadziemną, którą jest parter. Nad parterem zlokalizowano poddasze użytkowe częściowo ukryte w dachu. W obiekcie zaprojektowano stropy gęstożebrowe DZ-3, wsparte w osi środkowej budynku (oś B- rys.2). W kondygnacji podziemnej w osi tej przebiega belka o przekroju 30x50 cm, wsparta na słupach żelbetowych. Przeprojektowanie rozwiązań konstrukcyjnych w budynku przy ulicy Tynieckiej nastąpiło już na etapie budowy ze względu na potrzebę uzyskania większej przestrzeni w piwnicy

narzucono konieczność usunięcia słupa na przecięciu osi B i 2, co zwiększyło rozpiętość belki w osi B z 5,96 m do 9,98 m (w osiach sąsiednich słupów). Rozważano możliwość wykonania w miejscu belki żelbetowej belki stalowej bądź kablebetonowej (patrz punkt 3). Tymczasem zauważono, iż w kondygnacji poddasza przez całą długość budynku biegnie w osi B ściana murowana. Zdecydowano wykonać ją jako żelbetową tarczę, a obydwie stropy podwiesić do niej. Ponad usuniętym słupem w piwnicy, w miejsce słupa na parterze zaproponowano wykonanie wieszaka żelbetowego nad stropem piwnicy i podwieszenie belki w osi B do tarczy żelbetowej, utworzonej w kondygnacji poddasza w miejsce zaprojektowanej pierwotnie ściany murowanej o grubości 30 cm. Tarcza została wsparta poprzez żelbetowe słupy parteru na słupach w piwnicy. Rozpiętość tarczy o grubości 30 cm to 9,98 m. Przez centralną część tarczy przechodzi otwór drzwiowy o wymiarach 1,00 x 2,15 m. Z tego względu pod tarczą zaprojektowano ściąg w postaci żelbetowej belki o przekroju 0,30 x 0,65 m.



Rys. 7. Pierwotny układ konstrukcyjny (a), zmieniony układ konstrukcyjny (b)

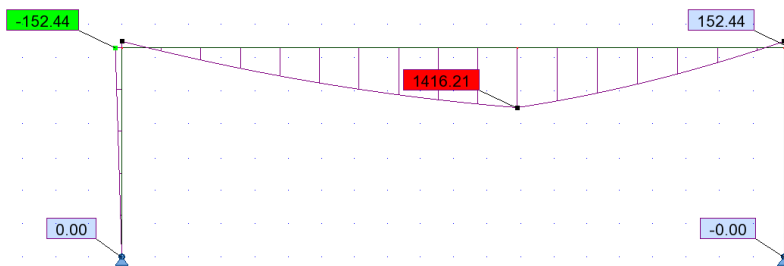
W dalszej części referatu omówiono w sposób bardziej szczegółowy rozwiązanie zlokalizowane w budynku jednorodzinny przy ul. Tynieckiej.

### 3. Analizowane rozwiązania konstrukcyjne w budynku przy ul. Tynieckiej

Pierwszym z rozważanych rozwiązań konstrukcyjnych mających na celu eliminację słupa w piwnicy w osi 2 (Rys. 7) było wykonanie belki kablebetonowej w poziomie stropu parteru o przekroju 0,30x0,60 m oraz rozpiętości 9,98 metra. Była to graniczna wysokość belki ze względów użytkowych.

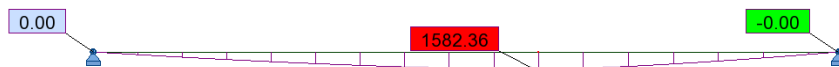
W wyniku analizy statycznej konstrukcji utworzonej ramy pokazany na rysunku uzyskano wykres momentów (mur w poziomie poddasza traktowany jest jako obciążenie liniowe działające na belkę). Maksymalna wartość charakterystyczna momentu zginającego wyniosła 1416 kNm. Naprężenia w belce przy takiej wartości momentu wynoszą aż 79 MPa. Tak wysoka wartość naprężeń nie jest możliwa do zredukowania poprzez sprężenie. Można rozważyć wieloetapowe sprężanie tej belki, jednak w przypadku opisywanego obiektu jest to rozwiązanie zbyt drogie i pracochłonne.



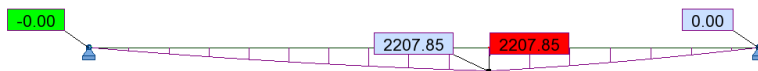


Rys. 8. Wykres momentów zginających w ramie żelbetowej, gdzie ryglem jest belka o wymiarach 0,3x0,6 m [kNm]

Drugim analizowanym wariantem było zastosowanie belki stalowej. Przy ograniczonej wysokości i działających obciążeniach konieczne było użycie dwóch profili obok siebie. Bezpieczne wartości naprężeń i nośności uzyskano przy użyciu dwóch przekrojów HEB 550 obok siebie. W wyniku przeprowadzonej analizy statycznej otrzymano wykres momentów przedstawiony na rysunku 9 oraz 10 (mur w poziomie poddasza traktowany jest jako obciążenie liniowe działające na belkę).



Rys. 9. Wykres momentów zginających (wartości charakterystyczne) w belce złożonej z dwóch profili HEB 550 [kNm]

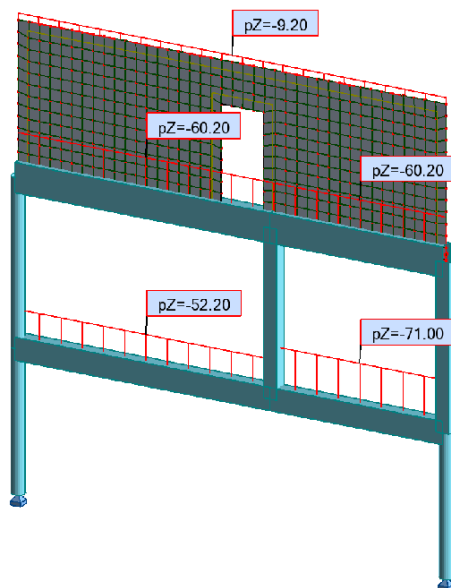


Rys. 10. Wykres momentów zginających (wartości obliczeniowe) w belce złożonej z dwóch profili HEB 550 [kNm]

Wykorzystanie nośności obliczeniowej takiej belki (rys.10) w analizowanym budynku kształtowało się na poziomie 98%. Po przeprowadzeniu powyższych analiz zaczęto szukać trzeciego rozwiązania, ponieważ rozwiązanie z wykorzystaniem belki stalowej byłoby bardzo drogie, a belka o szerokości 1 metra budziła wiele zastrzeżeń ze strony architektów. Ostateczne rozwiązanie problemu przyniosło wykorzystanie, nierozważanej na etapie projektowania, ściany poddasza jako żelbetowej tarczy. Belkę parteru, po usunięciu słupa, podwieszono do tarczy żelbetowym wieszakiem. Również strop nad parterem został podwieszony do dolnej krawędzi tarczy. Pośrodku tarczy został zlokalizowany otwór drzwiowy jednak praca tarczy nie zostaje przez to zaburzona. W pracy tarczy bardzo ważną rolę pełni strefa dolna, którą jest tu belka oraz strefa górna, którą stanowi nadproże drzwiowe. W dalszej części opracowania omówiono analizę tego rozwiązania konstrukcyjnego.

#### 4. Analiza obliczeniowa konstrukcji

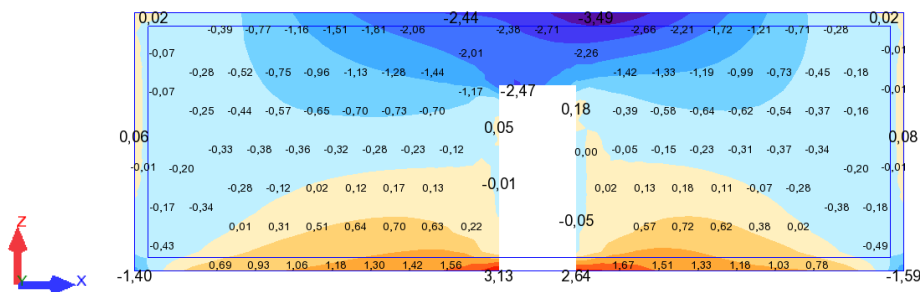
Analizę obliczeniową konstrukcji wykonano w oparciu o model MES wykonany w programie Robot Analysis. Model składa się z żelbetowych słupów, słupa pracującego jak wieszak, belek żelbetowych oraz tarczy żelbetowej. Zastosowano elementy prętowe i powłokowe, którym przypisano parametry materiałowe oraz charakterystyki geometryczne jak założone w projekcie.



Rys. 11. Model konstrukcji

Górna krawędź tarczy została obciążona ciężarem dachu, ciężarem lekkiego stropu nad poddaszem oraz ciężarem dachu, natomiast do dolnej krawędzi tarczy zostało przyłożone obciążenie od ciężaru stropu, warstw wykończeniowych zlokalizowanych na stropie, ciężaru dachu obciążającego strop nad parterem, ciężaru śniegu obciążającego strop nad parterem oraz użytkowe. Ciężar tarczy żelbetowej oraz pozostałych elementów konstrukcyjnych został automatycznie uwzględniony w programie do analizy statycznej.

Stosunek  $h/l$  wykonanej tarczy to 0,3.



Rys. 12. Naprężenia  $\sigma_{xx}$  normalne w tarczy żelbetowej [MPa]



## 5. Wymiarowanie zbrojenia tarczy oraz ściąg tarczy

Ściąg tarczy żelbetowej o wymiarach 0,3 x 0,65 m został wykonany jako żelbetowa belka pod tarczą. Został zazbrojony trzema prętami  $\phi 20$  mm dołem oraz dodatkowo po bokach umieszczono po dwa pręty w płaszczyznach bocznych (sumarycznie w belce zostało umieszczone siedem prętów  $\phi 20$  mm). Na górze belki umieszczono dwa pręty  $\phi 12$  mm oraz pod otworem drzwiowym w tarczy dodatkowo zastosowano dwa pręty  $\phi 20$  mm. Ze względu na ścinanie belkę zazbrojono strzemionami z pręta o średnicy  $\phi 8$  mm w rozstawie co 15 cm na odcinkach w pobliżu podpór oraz co 20 cm w pozostałej części belki. Belka połączona jest z tarczą łącznikami  $\phi 10$  mm co 15 cm, które przechodzą wyżej w pionowe zbrojenie tarczy. Do betonowania użyto betonu klasy C 25/30 i stal zbrojeniową B500B.

Tarczę żelbetową o grubości 30 cm wykonaną została na poziomie poddasza. Zastosowane zostało zbrojenie pionowe  $\phi 10$  mm rozmieszczone w dwóch warstwach (tworząc siatkę pionową i poziomą) co 15 cm. Zbrojenie poziome stanowią pręty  $\phi 10$  mm rozmieszczone w dwóch warstwach co 20 cm. Zbrojenie to zostało wykonane jako konstrukcyjne, ponieważ całą siłę rozciągającą w tarczy przenosi belka-ściąg umiejscowiona pod tarczą. Ponadto, okolice otworu drzwiowego dozbrojono prętami pionowymi i ukośnymi w liczbie dwóch sztuk w każdej siatce o średnicy  $\phi 10$  mm. Sztywność i stabilność zbrojenia tarczy zapewniają spinki wykonane z pręta o średnicy  $\phi 6$  mm. Do betonowania tarczy użyto betonu klasy C 25/30 i stal zbrojeniową B500B.

## 6. Podsumowanie i wnioski

Zaproponowany układ konstrukcyjny jest dość nietypowy, gdyż dwa stropy (nad piwnicą i parterem) są podwieszone do ściany-belki utworzonej w kondygnacji poddasza. Oznacza to, że główne elementy podpierający obydwa stropy w osi środkowej budynku został wykonany jako ostatni element konstrukcyjny. Z tego względu konieczne było utrzymanie podparcia stropów w postaci stemplowania na całej powierzchni oraz odpowiednio wytrzymałe i sztywne podparcie tarczy żelbetowej w osi B, aż do czasu uzyskania przez beton tarczy odpowiedniej wytrzymałości. Na rysunku 12 a pokazano wykonaną tarczę poddasza, a na rysunku 12 b wizualizację uzyskanej dzięki temu przestrzeni w piwnicy.

a)



b)



Rys. 12. Widok tarczy żelbetowej na poziomie poddasza (a), wizualizacja sali konferencyjnej w poziomie podpiwniczenia (b)

Pokazany przypadek prezentuje znaczącą rolę tarcz w kształtowaniu dużych przestrzeni w budynkach. Niewielkim kosztem wynikającym z zamiany ściany murywanej w poddaszu na żelbetową, wyeliminowano konieczność wykonywania bardziej kosztownej belki stalowej.

## 7. Bibliografia

Kowalik T., 2016, „Porównanie teoretycznej nośności tarczy żelbetowej z nośnością rzeczywistą.” *Materiały Budowlane*, 9'2016 (nr 529), s.56-57.

Radwańska M., 2009 „Ustroje powierzchniowe. Podstawy teoretyczne oraz rozwiązania analityczne i numeryczne.”, skrypt PK.

Smarzewski P., Spaczyńska R., 2012, „Analiza stanów granicznych tarcz żelbetowych z otworami z betonu wysokowartościowego z dodatkiem włókien.” *Budownictwo i Architektura*, 10 (2012), s.27-36.

Starosolski W., 2007, „Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2, tom II”, s.308-382, PWN.

PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu– Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.

TCE Design Structural& Consulting, 2017, „Projekt wykonawczy”.

## **WPŁYW ROZKŁADU OBCIĄŻENIA UŻYTKOWEGO NA SIŁY WEWNĘTRZNE I UGIĘCIA W STROPIE PŁYTOWO-SŁUPOWYM**

### **THE INFLUENCE OF THE LIVE LOAD DISTRIBUTION ON INTERNAL FORCES AND DEFLECTIONS IN THE SLAB-COLUMN FLOOR**

**Słowa kluczowe:** konstrukcje żelbetowe, rozkład obciążenia, obciążenie użytkowe, strop płytowo-słupowy, powierzchnia wpływu

#### **1. Wstęp i cele pracy**

Referat dotyczy analizy konkretnego stropu płytowo-słupowego pod względem sposobu rozkładu obciążenia użytkowego, która ma na celu wskazać najbardziej niekorzystny wariant spośród trzech badanych przypadków rozkładu obciążenia (na podstawie otrzymanych sił wewnętrznych i ugięć). Płyta stropowa, która została poddana analizie, pochodzi z inżynierskiej pracy dyplomowej autora niniejszego artykułu (Burdziński 2017). Praca ta polegała m.in. na zaprojektowaniu konstrukcji pięciokondygnacyjnego apartamentowca z dachem zielonym i garażem podziemnym – budynek o układzie szkieletowym ze stropem płytowo-słupowym.



Rys. 1. Widok projektowanego budynku

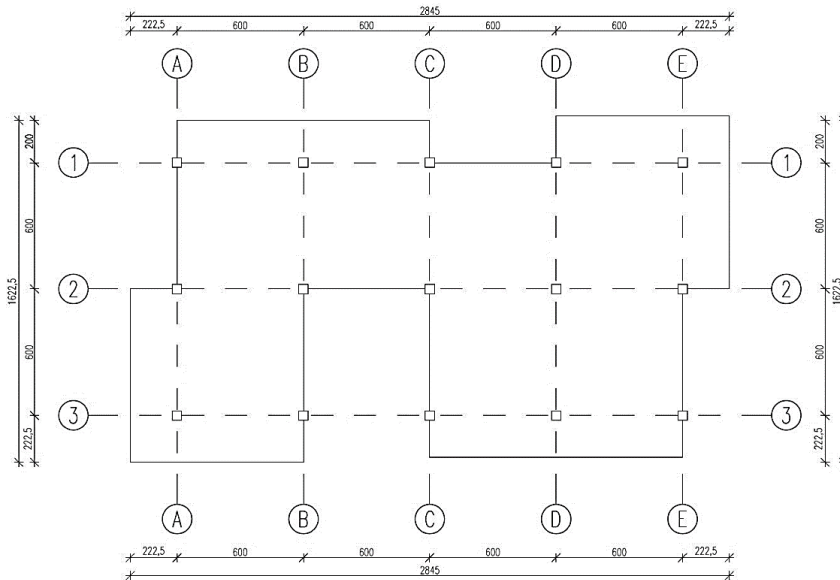
Pierwszym celem analizy jest wskazanie takiego sposobu rozkładu obciążenia użytkowego na wybranej płycie stropowej, który zapewni optymalne rozwiązanie – tj. możliwie najbezpieczniejsze (dające najniekorzystniejszy sposób obciążenia), najekonomiczniejsze (efektywne wykorzystanie betonu i stali oraz zastosowane

ilości materiałów) i najszybsze (liczba przypadków i kombinacji). W praktyce projektowej trzeba znaleźć kompromis między tymi trzema wymaganiami.

Drugim celem analizy jest sprawdzenie, czy istnieje uniwersalny sposób rozkładu obciążenia użytkowego na stropie płytowo-słupowym, który będzie najlepiej spełniał ww. wymagania. W pracy *Starosołski 2008* stwierdza się, że w przypadku braku możliwości automatycznego wygenerowania kombinacji obciążeń dla zadanych wcześniej przypadków obciążenia eksploatacyjnego to należy zastosować schemat obciążenia pasmowego. Zastosowanie schematu szachownicowego w stropie płytowo-słupowym obarcza wyniki niedokładnościami. Stwierdzenie to zostanie skonfrontowane z uzyskanymi wynikami.

## 2. Informacje dotyczące analizowanego układu

W inżynierskim projekcie dyplomowym autora znajdują się trzy różne stropy płytowo-słupowe różniące się kształtem. Przyjęto, że najbardziej interesującą płytą stropową do analizy będzie strop najwyższej kondygnacji. Strop ten zawiera dwie płyty balkonowe oraz dwa wykusze.



Rys. 2. Wymiary analizowanej płyty stropowej w rzucie poziomym

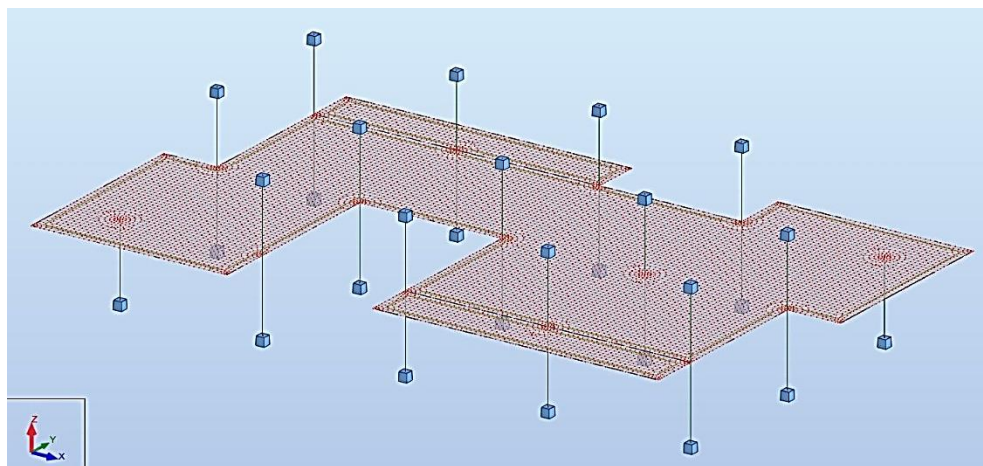
Podstawowe parametry dot. badanej płyty:

- |                                      |                     |
|--------------------------------------|---------------------|
| • Powierzchnia płyty (z balkonami):  | 375 m <sup>2</sup>  |
| • Powierzchnia płyty (bez balkonów): | 331 m <sup>2</sup>  |
| • Grubość płyty stropowej:           | 0,25 m              |
| • Grubość płyty balkonowej:          | 0,20 m              |
| • Osiowy rozstaw słupów:             | 6,0 m               |
| • Wymiary przekroju słupa:           | 0,45 m (kwadratowy) |
| • Wysokość kondygnacji:              | 3,00 m              |
| • Materiał (strop i słupy):          | beton kl. C 30/37   |

### 3. Schemat statyczny

Z budynku wyodrębniono przestrzenny układ płyty stropowej wraz z usztywnionymi słupami. Korzystając z programu do komputerowej analizy konstrukcji dokonano dyskretyzacji układu w sposób następujący:

- Płyta stropowa jako powłoka
- Siatka ES Delaunay'a+Kang'a, czworokątna, 4-węzłowa o rozmiarze 0,20 m
- Zastosowano emitery w miejscach połączenia słupów z płytą ( $H_0=0,10$  m)



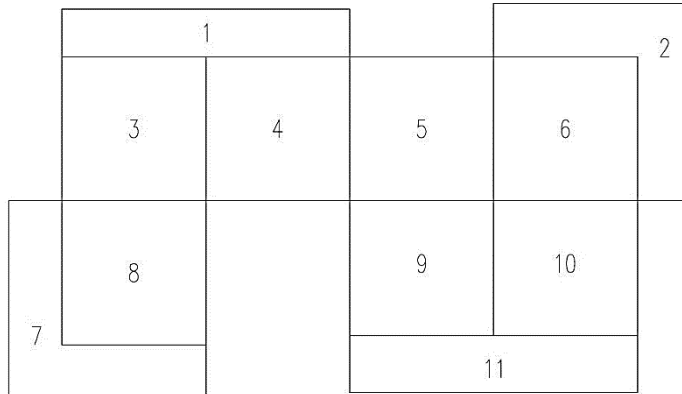
Rys. 3. Schemat statyczny analizowanej płyty wraz z dyskretyzacją ES w programie komputerowym

### 4. Przypadki rozkładu obciążenia

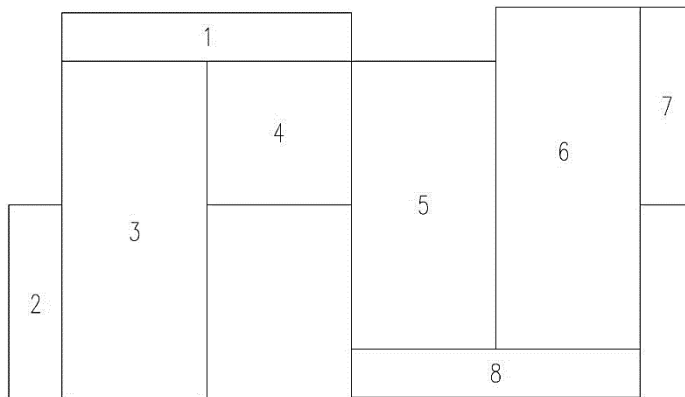
Do analizy porównawczej przyjęto trzy sposoby rozkładu obciążenia użytkowego płyty stropowej:

- Przypadek A – schemat obciążeń niezależnych (patrz: Rys. 4.)
  - Obciążenie powierzchniowe jednorodne o powierzchni wydzielonej osiami słupów
  - Uwzględniono ciężar własny konstrukcji (wg programu komp.)
  - Każde pole zostało obciążone osobnym obciążeniem (łącznie 11 przypadków obciążenia eksploatacyjnego)
  - Zastosowano kombinacje automatyczne kompletne zgodne z normą PN-EN 1990:2004 (SGN: dla obc. stałego  $\gamma_f = 1,35$ , dla obc. eksp.  $\gamma_f = 1,50$ )
- Przypadek B – obciążenie schematem pasmowym (patrz: Rys. 5.)
  - Uwzględniono ciężar własny konstrukcji (wg programu komp.)
  - Pasma obciążenia na kierunku Y (pionowo) (łącznie 8 przypadków obciążenia eksploatacyjnego)
  - Zastosowano kombinacje ręczne (SGN: dla obc. stałego  $\gamma_f = 1,35$ , dla obc. eksp.  $\gamma_f = 1,50$ )
- Przypadek C – obciążenie schematem szachownicowym (patrz: Rys. 4.)

- Uwzględniono ciężar własny konstrukcji (wg programu komp.)
- Każde pole zostało obciążone osobnym obciążeniem (łącznie 11 przypadków obciążenia eksploatacyjnego)
- Zastosowano kombinacje ręczne (SGN: dla obc. stałego  $\gamma_f = 1,35$ , dla obc. eksp.  $\gamma_f = 1,50$ )



Rys. 4. Oznaczenie powierzchni, na których przykładano obciążenie eksploatacyjne (przypadki A i C)



Rys. 5. Oznaczenie powierzchni, na których przykładano obciążenie eksploatacyjne (przypadek B)

## 5. Wyniki analizy porównawczej

W tabeli poniżej (Tab. 1) zestawiono wyniki analizy porównawczej dla trzech przypadków obciążenia (patrz: punkt 4.). Dla każdego przypadku odczytano następujące parametry (pogrubione zostały ekstremalne wartości wielkości):

- Sumaryczna liczba kombinacji (SGN i SGU)
- Wartość **MXX,min** (dla obwiedni dolnej; SGN) [kNm/m]
- Wartość **MXX,max** (dla obwiedni górnej; SGN) [kNm/m]
- Wartość **MYY,min** (dla obwiedni dolnej; SGN) [kNm/m]
- Wartość **MYY,max** (dla obwiedni górnej; SGN) [kNm/m]

- Wartość  $W_{norm}$  (ugięcie sprężyste) (dla obwiedni dolnej; SGU) [cm]
- Wartość siły przebijającej dla słupa D-2 [kN]

Na rysunkach 6 - 11 pokazano mapy momentów dla  $M_{XX,max}$  i  $M_{XX,min}$ , na których zaznaczono wyniki z Tab. 1. kol. 3 i 4.

Tabela 1. Zestawienie wielkości poddanych analizie porównawczej

Schemat obciążenia	Liczba kombinacji (SGN&SGU)	$M_{XX,min}$	$M_{XX,max}$	$M_{YY,min}$	$M_{YY,max}$	$W_{norm}$	Siła przebijająca słup D-2
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[cm]	[kN]
1	2	3	4	5	6	7	8
A	10240	-48,35	119,25	-42,12	113,75	-0,3605	652,42
B	16	-48,46	104,72	-36,49	96,78	-0,3557	520,84
C	16	-47,79	104,51	-37,12	96,44	-0,3550	524,10

## 6. Podsumowanie analizy porównawczej

Największa liczba kombinacji obciążeniowych została wykorzystana w przypadku A, w którym użyto kombinacji automatycznych wygenerowanych przez program komputerowy wg normy PN-EN 1990:2004 – w sumie 10240, przypadki B i C – zaledwie 16 (wygenerowanych ręcznie). W przypadku A wykorzystano 640 razy więcej kombinacji niż pozostałych przypadkach.

Najmniejszy minimalny moment zginający (co do wartości bezwzględnej) na kierunku X wystąpił dla przypadku C (47,79 kNm/m) (Rys. 11.), natomiast największy dla przypadku B (48,46 kNm/m) (Rys. 9.). Różnica ekstremów wynosi 0,67 kNm/m.

Najmniejszy maksymalny moment zginający na kierunku X wystąpił dla przypadku C (104,51 kNm/m) (Rys. 10.), zaś największy dla przypadku A (119,25 kNm/m) (Rys. 6.). Różnica ekstremów wynosi 14,74 kNm/m.

Najmniejszy minimalny moment zginający (co do wartości bezwzględnej) na kierunku Y wystąpił dla przypadku B (36,49 kNm/m), natomiast największy dla przypadku A (42,12 kNm/m). Różnica ekstremów wynosi 5,63 kNm/m.

Najmniejszy maksymalny moment zginający na kierunku Y wystąpił dla przypadku C (96,44 kNm/m), zaś największy dla przypadku A (113,75 kNm/m). Różnica ekstremów wynosi 17,31 kNm/m.

Najmniejsze ugięcie sprężyste płyty stropowej (co do wartości bezwzględnej) otrzymano dla przypadku C (0,3550 cm), wartość maksymalną uzyskano dla przypadku A (0,3605 cm). Różnica między tymi wartościami wynosi 0,0055 cm.

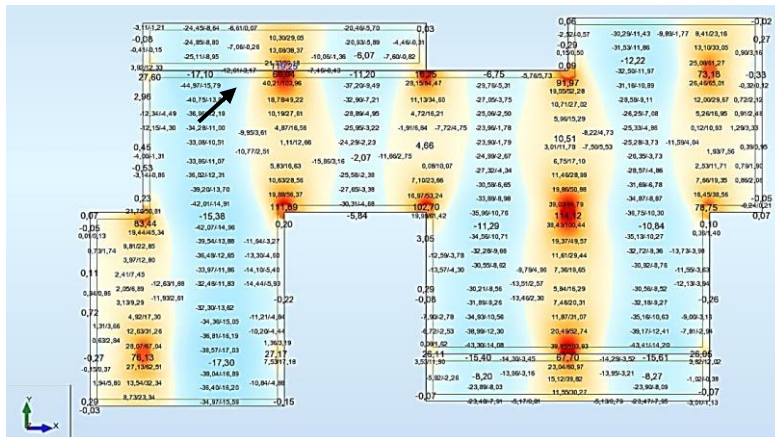
Najmniej niekorzystna siła przebijająca w stropie dla słupa D-2 wystąpiła dla przypadku B (520,84 kN), najbardziej niekorzystna dla przypadku A (652,42 kN). Różnica wynosi 131,58 kN.

## 7. Wnioski z przeprowadzonej analizy

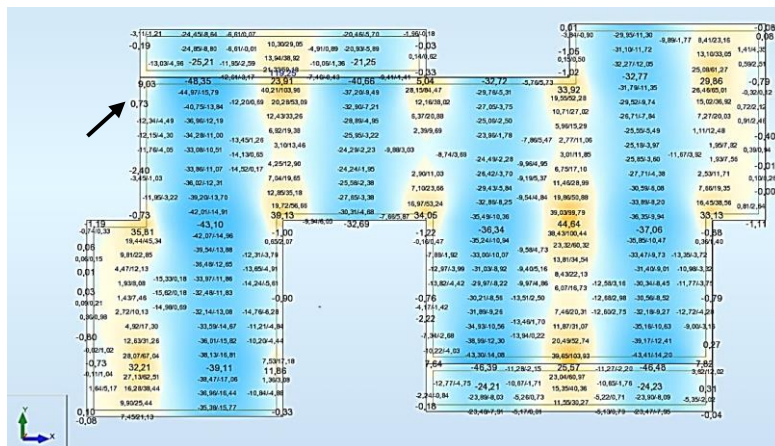
Z uwagi na bezpieczeństwo, które jest najważniejszym wymaganiem stawianym projektantowi, najniekorzystniejszym sposobem rozkładu obciążenia użytkowego jest przypadek A (wyjątek stanowi jedynie wartość  $M_{XX,min}$  – patrz: Tab. 1.) Przyjęcie schematu obciążeń niezależnych daje pewność, że uzyskane do wymiarowania wyniki (momenty, ugięcia) są największe co do wartości bezwzględnej spośród trzech badanych przypadków.



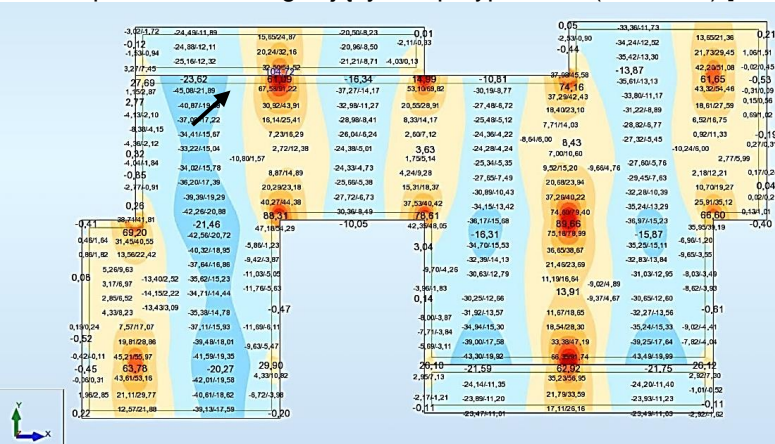
# Wpływ rozkładu obciążenia użytkowego na siły wewnętrzne i ugięcia w stropie płytowo-słupowym



Rys. 6. Mapa momentów zginających – przypadek A (MXX,max) [kNm/m]



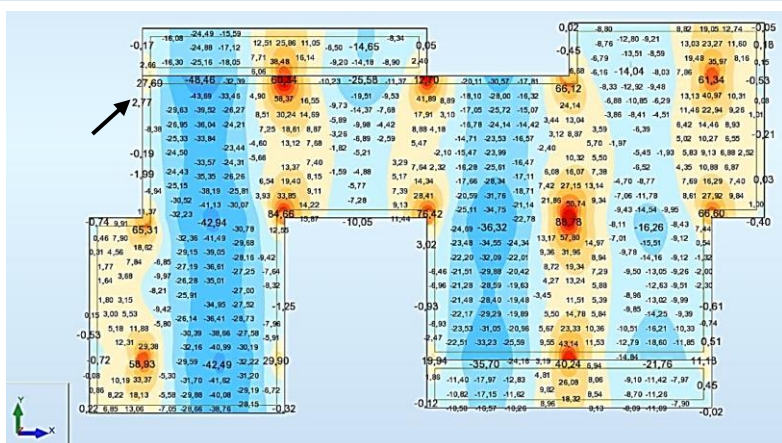
Rys. 7. Mapa momentów zginających – przypadek A (MXX,min) [kNm/m]



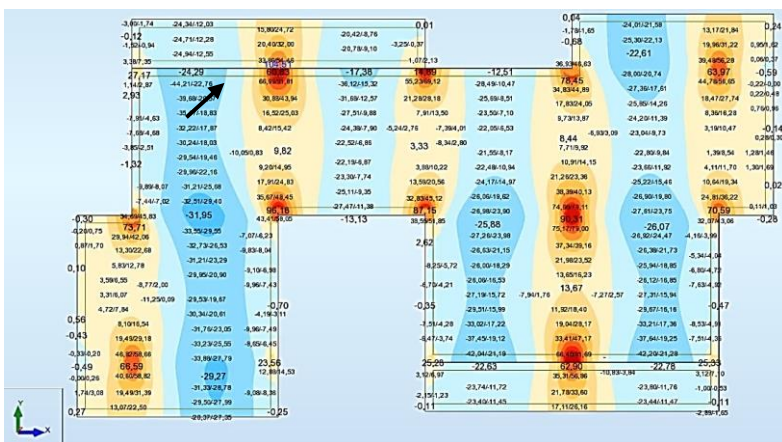
Rys. 8. Mapa momentów zginających – przypadek B (MXX,max) [kNm/m]



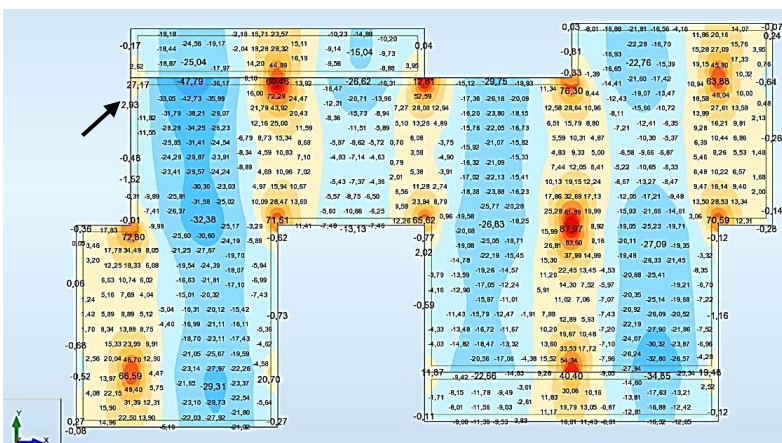
# Wpływ rozkładu obciążenia użytkowego na siły wewnętrzne i ugięcia w stropie płytowo-słupowym



Rys. 9. Mapa momentów zginających – przypadek B (MXX,min) [kNm/m]



Rys. 10. Mapa momentów zginających – przypadek C (MXX,max) [kNm/m]



Rys. 11. Mapa momentów zginających – przypadek C (MXX,min) [kNm/m]

Pod względem ekonomicznym, najtańszym rozwiązaniem byłby rozkład obciążenia według przypadku B lub C. Wykorzystanie wyników z tych przypadków do wymiarowania skutkowałoby najmniejszym zużyciem betonu i stali zbrojeniowej.

Korzystając z programów do komputerowej analizy konstrukcji, można zdefiniować przypadki obciążenia, a także stworzyć kombinacje obliczeniowe (ręcznie lub automatycznie). Przypadek A rozkładu obciążenia użytkowego zawiera kombinacje automatyczne – łącznie 10240. Na czas obliczeń wpływa nie tylko liczba kombinacji, ale również dyskretyzacja układu i parametry komputera (procesor, pamięć RAM) – im więcej elementów skończonych, tym więcej obliczeń. W przypadkach B i C wykorzystano kombinacje ręczne – każdy przypadek 16 kombinacji. Takie podejście znacznie skraca czas obliczeń oraz w mniejszym stopniu wykorzystuje podzespoły komputera. Zatem najszybszymi rozwiązaniami są przypadki B i C.

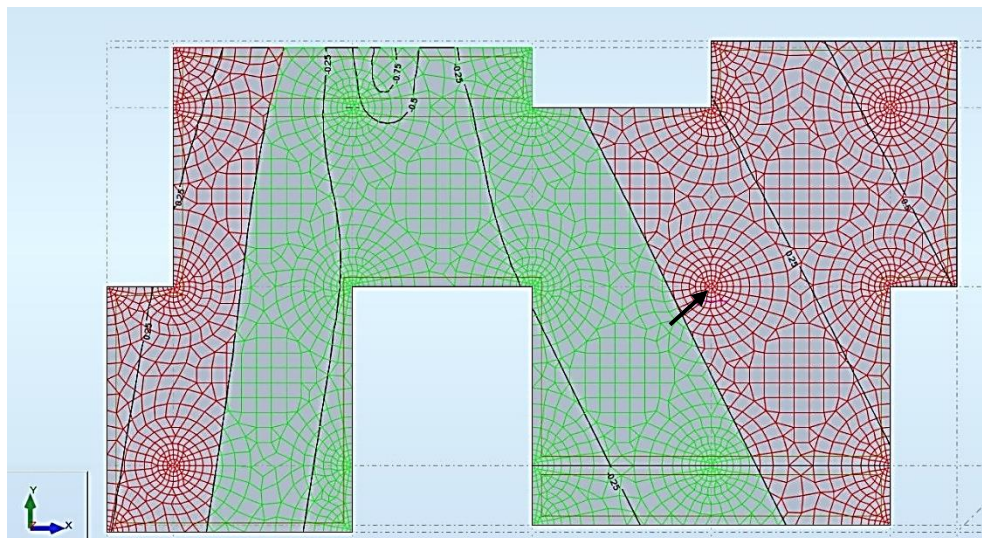
W pracy *Burdziński 2017* zdecydowano się na rozkład obciążenia użytkowego według przypadku A. Wzięto pod uwagę wyżej omówione wymagania stawiane projektantowi oraz możliwości sprzętowe. Wybór ten był podyktowany także tym, że przypadek A stanowi najbezpieczniejsze rozwiązanie.

W pracy *Starosolski 2008* stwierdza się, że gdy nie ma możliwości automatycznego wygenerowania kombinacji obciążeń dla zadanych wcześniej przypadków obciążenia eksploatacyjnego to trzeba zastosować schemat obciążenia pasmowego dla stropu płytowo-słupowego, gdyż schemat obciążenia szachownicowego prowadzi do zauważalnego zaniżenia otrzymanych wyników. Niniejsza analiza potwierdza, że najniekorzystniejsze wyniki daje rozkład przypadków obciążenia polami niezależnymi (przypadek A). Natomiast dla rozważanej w referacie płyty stropowej nie ma większego znaczenia, w jaki sposób zostanie rozłożone obciążenie eksploatacyjne – oba schematy (przypadek B i C) dają bardzo zbliżone wyniki. Najprawdopodobniej przyczyną tego jest specyfika geometrii analizowanego stropu. Płyta składa się z dwóch balkonów i dwóch wykuszy. Aby upewnić się, co jest przyczyną podobnych wyników sił wewnętrznych i ugięć w obciążeniu o schemacie pasmowym i szachownicowym (*Zdanowicz 2017*), utworzono powierzchnie wpływu dla podpory punktowej (słupa) w osi D-2 (patrz: Rys. 2.) ze względu na moment zginający względem kierunku X. W przeciwnych węzłach przyłożono jednostkowe, skupione momenty zginające o przeciwnych zwrotach. Zastosowano siatkę ES Delaunay'a+Kang'a, czworokątną, 4-węzłową o rozmiarze 0,50 m oraz emitery w miejscach połączenia słupów z płytą ( $H_0=0,25$  m).

Analizując powierzchnię wpływu (patrz: Rys. 12.) wyraźnie widać, że przebieg obszarów jest krzywoliniowy. Na czerwono (ciemniejszym kolorem) zaznaczono powierzchnię, której obciążenie spowoduje otrzymanie maksymalnej dodatniej wartości momentu zginającego na kierunku X w miejscu zaznaczonym strzałką. Kolor zielony (jaśniejszy kolor) to obszar, którego obciążenie wywoła najmniejsze dodatnie momenty. Dokładność wydzielonych powierzchni zależy od wielkości ES.

Potwierdza się, że przewieszone pola (płyty balkonowe, wykusze) rzutują na powierzchnię wpływu. Ciężko tutaj mówić o wyraźnych pasach czy szachownicy. Także schemat niezależnych pól nie jest idealnym rozwiązaniem – jest kompromisem. Rozwiązaniem dokładnym byłoby utworzenie powierzchni wpływu dla istotnych punktów płyty (podpory, przęsła, punkty między podporami) dla momentów zginających i ugięć (w obu kierunkach), dobranie zadawalających wielkości ES i obciążenie tylko tych obszarów, które wpływają na otrzymanie maksymalnych wartości. Byłoby to rozwiązanie bardzo pracochłonne (należałoby utworzyć wiele

przypadków obciążeń przybliżających kształt obszarów) i czasochłonne (potężna ilość obliczeń). Praca ta byłaby niepotrzebna – prawdopodobieństwo, że obciążenie użytkowe rozłoży się w taki sposób, jak przedstawia powierzchnia wpływu jest znikome.



Rys. 12. Powierzchnia wpływu dla podpory punktowej (słupa) D-2 dla momentu zginającego względem kierunku X

Przykład analizowanej płyty stopowej pokazuje, że należy zachować inżynierską ostrożność przy projektowaniu konstrukcji, a także podchodzić indywidualnie do danego przypadku w szczególności, gdy geometria stropu jest nietypowa. Cenna jest świadomość przebiegu powierzchni wpływu dla danej siły wewnętrznej lub ugięcia – pozwala ona na przyjęcie zadawającego rozkładu obciążenia, który zapewni przede wszystkim bezpieczeństwo projektowanej płyty stopowej.

## 8. Bibliografia

Burdziński M., 2017, Inżynierski projekt dyplomowy pt. „Apartamentowiec z dachem zielonym i garażem podziemnym”, Politechnika Gdańska Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, promotor: dr hab. inż. Krystyna Nagrodzka-Godycka.

Starosolski W., 2008, „O rozmieszczaniu obciążeń zmiennych w stropach krzyżowo zbrojonych i płytowo-słupowych”, Inżynieria i Budownictwo, nr 4, pp. 177-180, 2008.

Zdanowicz Ł., 2017, „Rozkład obciążeń zmiennych: #1 Powierzchnie wpływu” <http://www.oprojektowaniu.pl/rozklad-obciazen-zmiennych-powierzchnie-wplywu/#more-195> (strona aktualna: 04.02.2018).

Zdanowicz Ł., 2017, „Rozkład obciążeń zmiennych: #2 Strop płytowo-słupowy” <http://www.oprojektowaniu.pl/rozklad-obciazen-zmiennych-strop-plytowo-slupowy/> (strona aktualna: 04.02.2018).

**inż. Marta Dudek**  
*[martadudek1993@gmail.com](mailto:martadudek1993@gmail.com)*

Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej  
Opiekun naukowy dr inż. Teresa Stryszevska

## **MIKROSTRUKTURA POPIOŁÓW POCHODZĄCYCH ZE SPALANIA ODPADÓW KOMUNALNYCH**

### **MICROSTRUCTURE OF ASHES FROM MUNICIPAL WASTE COMBUSTION**

**Słowa kluczowe:** *popioły z odpadów komunalnych, popioły lotne, mikrostruktura*

#### **1. Wstęp**

Obecna gospodarka odpadami a także polityka UE zmierzają do ograniczenia składowania odpadów i zapobiegania ich powstawania. Gdy ponowne użycie odpadów nie jest możliwe jako jedną z metod odzysku i unieszkodliwiania odpadów stosuje się spalanie śmieci z wykorzystaniem energii [*Plan Gospodarki Odpadami...*]. Jedną z spalarni działających na terenie Polski jest Zakład Termicznego Przekształcania Odpadów w Krakowie. Spalarnie wytwarzają energię elektryczną oraz ciepło kierowane do miejskiej sieci ciepłowniczej. W przypadku ZTPO w Krakowie wytworzona energia jest w stanie oświetlić miasto, a pozyskane ciepło stanowi ok 10% zapotrzebowania w tym zakresie [*Pająk 2017*]. Spalarnia osiąga wydajność 220 000 t/rok. Pracują w niej jednocześnie dwie linie technologiczne spalające po 14,1t odpadów na godzinę, na każdej z nich. W wyniku tego procesu objętościowa ilość odpadów zmniejsza się o 75%, a zatem powstające odpady stanowią ok. 25% produktów wejściowych. Odpady poprocesowe to: żużel i popioły paleniskowe, które nie są odpadami niebezpiecznymi i można je wykorzystać ponownie jako materiał budowlany po procesie uzdatniania żużla oraz pyły kotłowe, popioły lotne i pozostałości z oczyszczania spalin. Te trzy pozostałe rodzaje odpadów są poddawane procesom stabilizowania i zestalania w celu przekształcenia ich w odpady obojętne lub inne niż niebezpieczne [*Ekospalarnia Kraków*]. Zasadniczym problemem w tego rodzaju metodzie są powstające poprocesowe odpady, które należałoby unieszkodliwić i wykorzystać ponownie. Istnieje możliwość ponownego zagospodarowania popiołów lotnych w budownictwie. Popioły lotne powstałe ze spalania pyłu węglowego znajdują zastosowanie jako dodatek do betonu a także jako składnik cementu. Wpływają one pozytywnie na beton, dzięki nim można uzyskać jego dobre właściwości jednocześnie oszczędzając na naturalnych surowcach. Stosując je jako dodatek do cementu zyskuje się m.in. wysoką szczelność, odporność na korozję, dobrą urabialność i wiele innych cech. Popioły lotne w betonie można stosować w zamian za cement (zmniejszając jego ilość) lub w postaci mikrokruszywa. Przynosi to zarówno pozytywne jak i mniej dobre efekty, które jednak można modyfikować stosując inne dodatki. Beton w ogólności cechuje się m.in. lepszą urabialnością, wydłużonym czasem twardnienia betonu co nie do



końca jest pożądaną cechą jednak można się jej przeciwstawiać zwiększając np. zawartość cementu. Ponadto popiół lotny wpływa na zmniejszenie skurczu betonu a także na niższą wytrzymałość wczesną, jednak po pewnym czasie osiąga ona wartość zbliżoną do wytrzymałości betonów zwykłych. Wpływa on także na inne nie wymienione tu właściwości. Na rynku budowlanym produkowane są także betony z dużą zawartością popiołów lotnych charakteryzujące się dobrymi parametrami dotyczącymi urabialności, skurczu czy trwałości, a również betony tzw. specjalne czyli m.in. betony wysokowartościowe i samozagęszczalne, w których również stosowany jest popiół lotny [*Popiół lotny w składzie...*]. Istotnym pytaniem jest czy popioły pochodzące ze spalania odpadów komunalnych również nadają się do betonu. W literaturze opisane zostały już przykłady zastosowania popiołów pochodzących ze spalania odpadów komunalnych oraz badania wykonane nad nimi. Rafał Siddique w swoim artykule [*Use of municipal solid...*] sugeruje, że popioły te mogą być użyte do produkcji cementu, płytek ceramicznych bądź betonu jako częściowy zamiennik cementu lub kruszywa, a także do budowy wałów, nasypów. Znajdą również zastosowanie w drogownictwie przy budowie nawierzchni, gdzie można je zastosować w zamian za piasek lub cement. Autor potwierdza to przywołując liczne publikacje dotyczące przedmiotowych popiołów. Z kolei Z. Pavlík i inni w swoim artykule [*Environmental friendly concrete...*] zaprezentowali wyniki badań przeprowadzone na trzech popiołach użytych jako wypełniacz w zaprawie cementowej, a we wnioskach stwierdzili, że owszem istnieje możliwość zastosowania ich w betonie, jednak popioły te pogorszyły właściwości betonu i należy dokładniej przypatrzyć się tej kwestii, a przede wszystkim skupić uwagę na pozbyciu się szkodliwych pierwiastków z popiołów. Aby określić możliwość wykorzystania popiołów lotnych ze spalania odpadów komunalnych w budownictwie należy poznać ich właściwości fizyczne i chemiczne. Według [*PN-EN 450-1*] popioły lotne przeznaczone na dodatek do betonu muszą spełniać określone wymagania (Tab. 1. – str 26) lub posiadać aprobatę techniczną.

Jednym z podstawowych problemów utrudniających wykorzystanie popiołów lotnych pochodzących ze spalania odpadów jest obecność metali ciężkich oraz innych składników typu chlorki i siarczany [*Preliminary assessment...*]. Wpływają one negatywnie na trwałość betonu. W związku z powyższym, należałoby zastosować odpowiednie procesy technologiczne w celu zmiany ich właściwości na bardziej korzystne. Do najbardziej popularnych metod należy proces immobilizacji czyli inaczej zestalanie i stabilizacja polegająca na przekształceniu odpadów niebezpiecznych w nieszkodliwe dla środowiska za pomocą wymywania z nich metali oraz przekształcania rozpuszczalnych związków siarczanów i chlorków w nierozpuszczalne.

## 2. Badania - cel i zakres

Przeprowadzone badania dotyczą mikrostruktury popiołów pochodzących z Termicznego Zakładu Przekształcania Odpadów w Krakowie. Badaniom poddano trzy rodzaje popiołów: popioły lotne z systemu oczyszczania spalin (FA 1), popioły lotne zawierające substancje niebezpieczne (FA 2), oraz popioły stanowiące mieszaninę dwóch poprzednich (FA 3). Wszystkie trzy powyższe rodzaje zawierają w swoim składzie metale ciężkie takie jak: rtęć, ołów, miedź, nikiel i inne (Tab. 2.).

Ponadto zawartość chlorków i siarczanów jest wysoka i wynosi około 20% i więcej każdego z nich.

Tabela 1. Wymagania chemiczne dla popiołów lotnych stosowanych do betonu

<b>Składnik</b>	<b>Wymagania</b>
Straty prażenia	Kategoria A: $\leq 5\%$ Kategoria B: $\leq 7\%$ Kategoria C: $\leq 9\%$
Chlorki	$\leq 0,1\%$
Siarczany (VI)	$\leq 3\%$
Wolny tlenek wapnia	$\leq 1,5\%^*$
Reaktywny tlenek wapnia	$\leq 10\%$
Reaktywny ditlenek krzemu	Popiół lotny ze współspalania: $\geq 25\%$
	Popiół lotny ze spalania węgla: spełnione
Ditlenek krzemu, tlenek glinu, tlenek żelaza (III)	Popiół lotny ze współspalania: $\geq 70\%$
	Popiół lotny ze spalania węgla: spełnione
Całkowita zawartość alkaliów	Popiół lotny ze współspalania: $\leq 5\%$
	Popiół lotny ze spalania węgla: spełnione
Tlenek magnezu	Popiół lotny ze współspalania: $\leq 4\%$
	Popiół lotny ze spalania węgla: spełnione
Fosforany (V)	Popiół lotny ze współspalania: $\leq 100 \text{ mg/kg}$
	Popiół lotny ze spalania węgla: spełnione

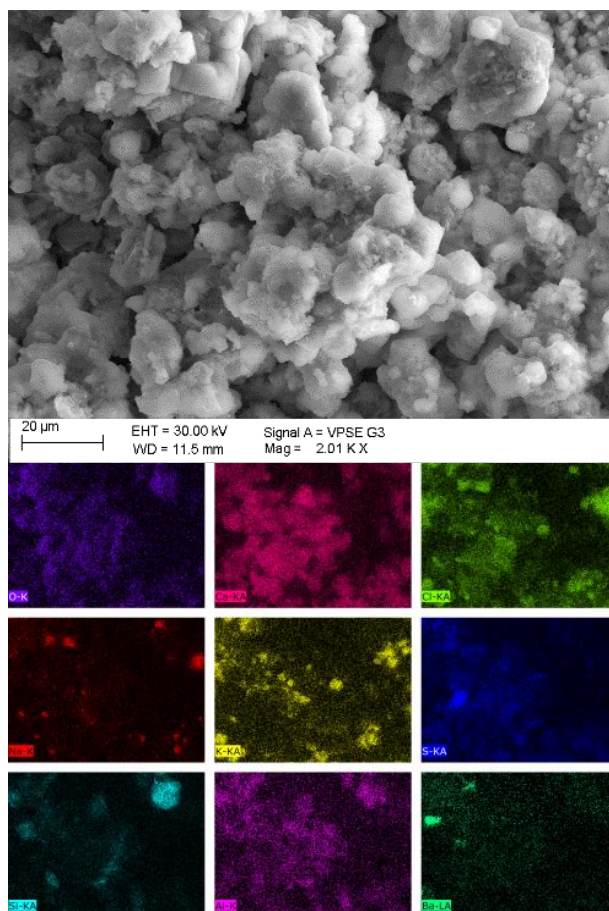
Tabela 2. Badane popioły z ZTPO w Krakowie

Badany parametr [mg/kg]	FA 1	FA 2
Bar	4	0,34
Kadm	<0,005	<0,005
Chrom	0,05	0,42
Miedź, rtęć, molibden, nikiel	<0,04	<0,04
Ołów	13	<0,10
Antymon	0,029	<0,01
Selen	0,038	<0,01
Cynk	4,2	2,7
Chlorki	201382	18081
Fluorki	21	72
Siarczany (VI)	121732	30730
Arsen [mg/kg]	<0,01	<0,01
pH [-]	12,1	12,6

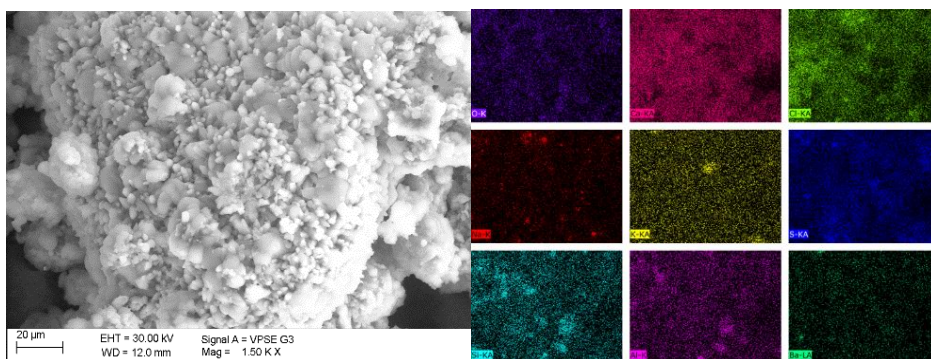
Zakres badań przedstawionych w artykule obejmował zbadanie mikrostruktury trzech rodzajów popiołów, będących w stanie sypkim i suchym. W tym celu przeprowadzono obserwacje w mikroskopie skaningowym w zmiennej próżni na próbkach nienapylonych z wykorzystaniem detektora VPSE. Dodatkowo w wybranych mikroobszarach wykonano analizę chemiczną składu pierwiastkowego metodą EDS. Obserwacje wraz z analizą wykonano w mikroskopie skaningowym EVO MA 10 firmy Zeiss wyposażonym w detektor EDS XFLASH 6/30 firmy Bruker.

### 3. Analiza wyników

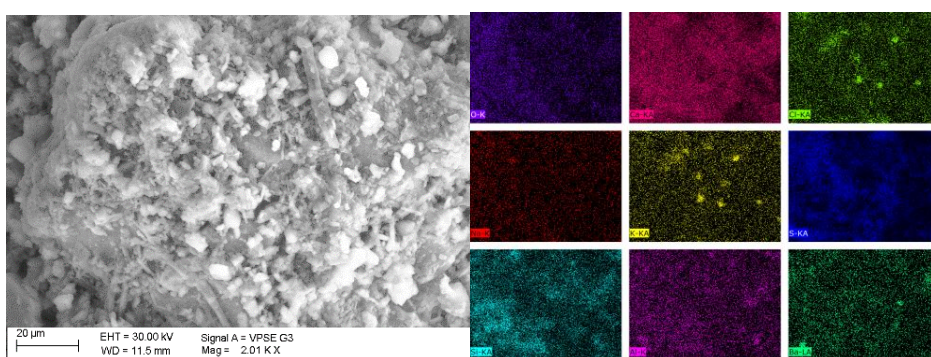
Wyniki obserwacji w mikroskopie skaningowym wraz z mappingiem wybranych pierwiastków (O, Ca, Cl, Na, K, S, Si, Al and Ba) pokazano na Rys.1÷3.



Rys. 1. Obraz w SEM popiołu FA1 wraz z analizą wybranych pierwiastków



Rys. 2. Obraz w SEM popiołu FA2 wraz z analizą wybranych pierwiastków



Rys. 3. Obraz w SEM popiołu FA3 wraz z analizą wybranych pierwiastków

W badaniach mikrostrukturalnych zwrócono szczególną uwagę na formę krystaliczną chlorków i siarczanów. Są to przede wszystkim kryształy KCl rzadziej NaCl, które przyjmują formę drobnych i grubych kryształów. Siarczany najprawdopodobniej występują w postaci gipsu, jednakże ze względu na dużą zawartość związków wapnia, jest to trudne do stwierdzenia tylko na podstawie badań EDS.

### 3. Podsumowanie

Przedstawione w artykule wyniki stanowią bazę do dalszych badań nad możliwością zastosowania popiołów pochodzących ze spalania odpadów komunalnych w budownictwie. Rozpatrując przydatność przedmiotowych popiołów jako alternatywny dodatek do spoiw cementowych należy brać pod uwagę więcej istotnych aspektów niż tylko mikrostruktura popiołów. Problemem są metale ciężkie, dla których należy opracować skuteczny sposób immobilizacji, a także bardzo duża zawartość chlorków i siarczanów, od pozbycia się których, należy rozpocząć dalsze badania.

### 4. Bibliografia

Ekospalarnia Kraków - <https://khk.krakow.pl/pl/ekospalarnia/>



Giergiczny Z., 2013, Popiół lotny w składzie cementu i betonu, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2013.

Kabat B., 2017, Preliminary assessment of municipal waste incineration ash disposal possibilities in concrete production, Praca magisterska, Politechnika Krakowska, 2017.

Pająk T., 2017, „Spalarnia odpadów komunalnych - nie tylko obiekt budowlany”, Inżynier budownictwa, nr 11, pp.64-69, 2017.

Pavlík Z., Keppert M., Pavlíková M., Volfová P. & Černý R., 2011, „Environmental friendly concrete production using municipal solid waste incineration materials”, WIT Transactions on Ecology and The Environment, vol. 148, p. 325-334, 2011.

Plan Gospodarki Odpadami Województwa Małopolskiego na lata 2016-2022. [https://www.malopolska.pl/\\_userfiles/uploads/PROJEKT%20PGOWM\\_2016-2022\\_30\\_08\\_2016.pdf](https://www.malopolska.pl/_userfiles/uploads/PROJEKT%20PGOWM_2016-2022_30_08_2016.pdf)

PN-EN 450-1:2012 Popiół lotny do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności

Siddique R., „Use of municipal solid waste ash in concrete”, Resources, Conservation and Recycling, vol. 55, p. 83-91, 2010.

Pavlík Z., Keppert M., Pavlíková M., Volfová P. & Černý R., 2011, „Environmental friendly concrete production using municipal solid waste incineration materials”, WIT Transactions on Ecology and The Environment, vol. 148, p. 325-334, 2011.

**Gabriela Grzegorska**  
gabriela.grzegorska@vp.pl

**inż. Jan Wróbel**  
janek.wrob@gmail.com

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

## PROJEKTOWANIE WYBRANYCH TYPÓW SCHODÓW ŻELBETOWYCH

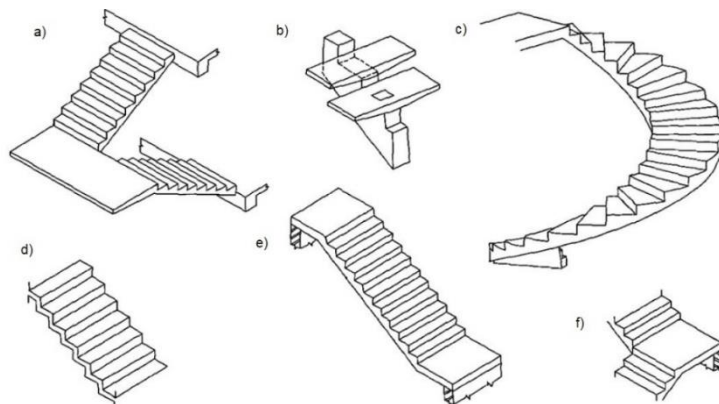
### DESIGNING OF SELECTED TYPES OF REINFORCED CONCRETE STAIRS

**Słowa kluczowe:** konstrukcje żelbetowe, modelowanie, schody, wspornik, spirala

#### 1. Informacje wstępne dotyczące konstrukcji schodów żelbetowych

Schody stanowią nieodłączny element każdego projektu budynku użyteczności publicznej, czy budynku mieszkalnego, jednorodzinnego. Z uwagi na swoją funkcję komunikacyjną stanowią zatem bardzo istotny element, więc ważne jest, aby zwrócić szczególną uwagę na sposób rozwiązania ich konstrukcji.

Schody można sklasyfikować: ze względu na materiały użyte do ich wykonania (schody żelbetowe, drewniane, metalowe, kamienne, ceglane), konstrukcję (wspornikowe, płytowe, policzkowe), czy sposób rozwiązania (jednobiegowe proste, dwubiegowe: proste, powrotne (zwykłe), łamane, powrotne z podwójnym dolnym lub górnym biegiem, trójbiegowe: łamane i powrotne, kręte, wachlarzowe oraz zabiegowe).



Rys. 1. Rodzaje schodów a) płytowe o biegach wspornikowych, b) dwuwspornikowe, c) spiralne, d) o płycie łamanej (pilaste), e) jednobiegowe proste, f) łamane (Reynolds 1988)

Ze względu na to, że schody stanowią w budynkach użyteczności publicznej przede wszystkim drogę ewakuacji to ich konstrukcja zazwyczaj jest bardzo prosta, jednakże mogą one stanowić również element dekoracyjny, a nie rzadko centrum przestrzeni. Wówczas przyjmują różnorodny kształt i czym bardziej skomplikowany układ, tym bardziej napawają podziwem. Niestety im bardziej nietypowa konstrukcja, tym więcej trudności napotykają projektanci, a później również wykonawcy.

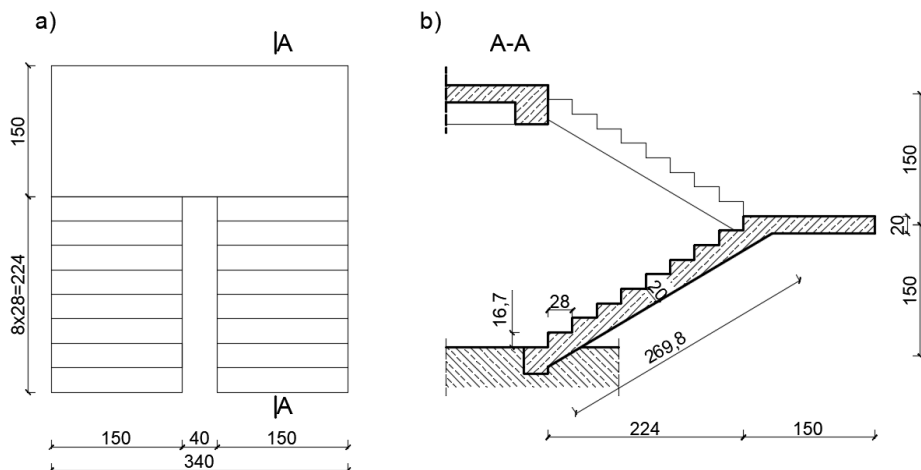
Niniejsza praca ma na celu przedstawienie dwóch nietypowych rozwiązań konstrukcji schodów żelbetowych. Pierwszymi z nich są schody płytowe o biegach wspornikowych, a drugimi schody płytowe spiralne. Poniższe informacje mają na celu przybliżyć w jaki sposób konstruować tego typu element, na jakie rzeczy warto zwrócić uwagę oraz jak powinno wyglądać przykładowe zbrojenie. Dodatkowo na konkretnym przykładzie zostaną przedstawione metody obliczania schodów spiralnych.

## 2. Schody żelbetowe płytowe o biegach wspornikowych

### 2.1. Opis konstrukcji

Najprostszym typem schodów żelbetowych są schody płytowe, które są oparte na dwóch przeciwległych ścianach. W zależności od konstrukcji mogą być swobodnie podparte na końcach jako pojedyncze biegi lub też współpracować wzajemnie. Mogą być również częściowo lub w pełni utwierdzone przy podporach (Starosolski 2011). Ciekawym rozwiązaniem architektonicznym są schody, których biegi pracują jako płyta wspornikowa, opierając się na poprzecznych belkach spoczników na każdej kondygnacji połączonych monolitycznie ze spocznikami międzykondygnacyjnymi (rys. 2). Dzięki swojej estetyce i lekkości, gdyż spocznik między biegami jest niepodparty, można je spotkać w miejscach publicznych jak: galerie handlowe, hale wystawowe czy reprezentacyjne hole (Kobiak, Stachurski 1967).

Dalej zamieszczono obliczenia takich schodów jedną z metod, dla przykładu z rysunku 2.

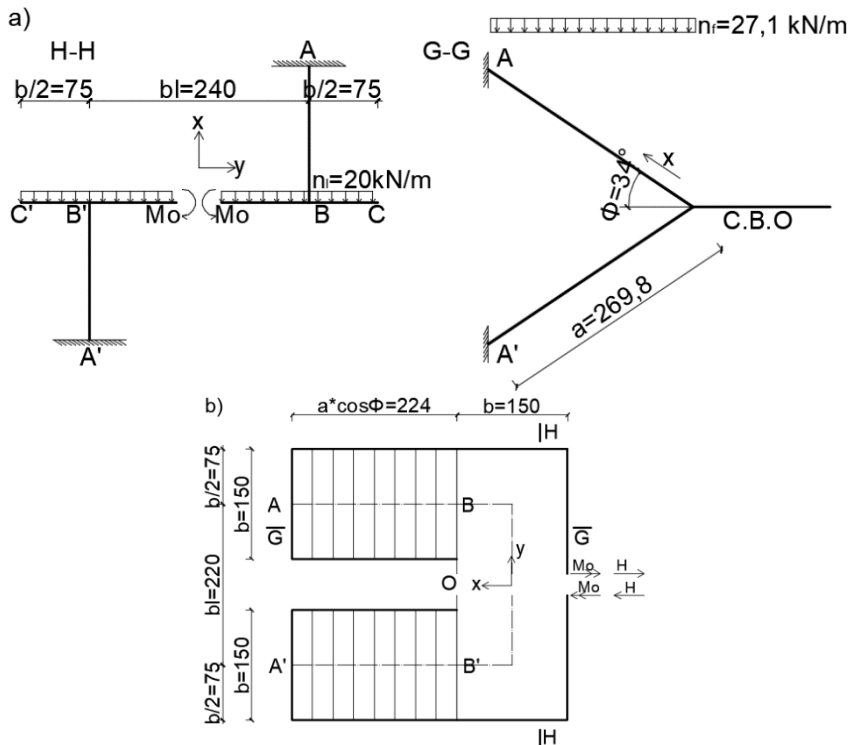


Rys. 2. Schody płytowe z biegami wspornikowymi a) rzut, b) przekrój

Do analizy przyjęto wysokość schodów w osiach konstrukcji stropów równą 3 m, szerokość spocznika i biegów 1,5 m oraz na podstawie warunków technicznych, wysokość stopnia 16,7 cm i szerokość 28 cm. Na podstawie tych wymiarów kąt nachylenia biegu do poziomu wynosi  $34^\circ$ , a długość biegu w rzucie 2,24 m. Pomiedzy biegami występuje prześwit szerokości 40 cm. Przy zestawieniu obciążeń uwzględniono ciężar własny konstrukcji, ciężar wykończenia oraz zalecane obciążenie użytkowe wynoszące  $4 \text{ kN/m}^2$ .

## 2.2. Analityczne metody obliczania sił przekrojowych

W dostępnej literaturze można znaleźć różne metody wyznaczania sił przekrojowych tego typu schodach. Jednymi z pierwszych, którzy zajmowali się tym zagadnieniem byli Cusens i Kuang. Na podstawie zasady energii odkształceń wyprowadzili oni wzory na poziomą siłę  $H$  oraz moment zginający  $M_o$  występujący na przecięciu spocznika w połowie jego długości. W oparciu o wyprowadzone przez poprzedników wzory analizę przeprowadzili Reynolds i Steedman, którzy wykorzystując wartości uzyskane z przecięcia określili siły i momenty w dowolnym punkcie wzdłuż całej struktury schodów. Na podstawie opracowanego przez nich algorytmu zawartego w tej pracy autor wykonał analityczną analizę wartości momentów.



Rys. 3. Schematy statyczne oraz przyjęty układ według algorytmu Reynolds'a i Steedman'a: a) przekroje, b) rzut

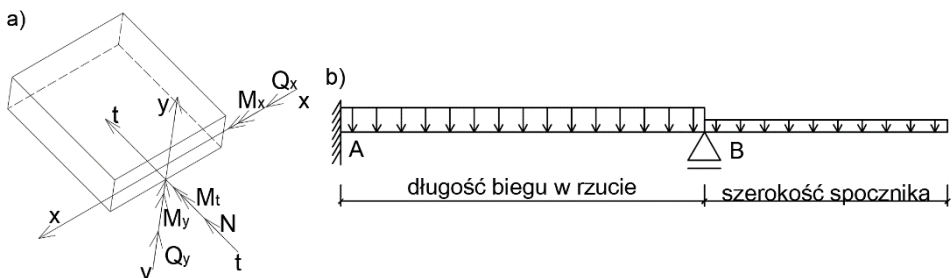
Pierwszym etapem było wyznaczenie siły poziomej  $H$  i momentu zginającego  $M_o$ , które posłużyły w dalszych obliczeniach jako parametry do wyznaczenia momentów zginających w poziomie  $M_h$  i w pionie  $M_v$  oraz momentu skręcającego  $T$  dla odcinka  $OB$  w dowolnym punkcie w odległości  $y$  od punktu  $O$ , dla  $BC$  w dowolnym punkcie w odległości  $y$  od punktu  $O$  oraz wartości dla  $AB$  w dowolnym punkcie w odległości  $x$  od punktu  $B$ .

Tabela 1. Rezultaty metody analitycznej dla różnych schematów obciążeń

Sposób przyłożenia obciążenia	Moment poprzeczny $M_y$ [kNm]				Moment podłużny $M_h$ [kNm]		Moment skręcający $T$ [kNm]	
	W punkcie $O$	W punkcie $B$	W połowie długości biegu	W punkcie $A$	W punkcie $B$ dla odcinka $OB$	Na odcinku $AB$	W punkcie $B$ dla odcinka $BC$	Na odcinku $AB$
Na całości	-49,2	-58,6/-5,8	21,4	35,0	-131,9	-138,9	-11,6	-29,5
Tylko na biegu	-15,4	-15,4	14,3	-5,4	-39,7	-41,6	0	-9,3
Tylko na spoczniku	-33,8	-43,1	7,0	40,4	-92,2	-97,4	-11,6	-20,3

Na podstawie wyników przedstawionych w Tab. 1. powyżej można zauważyć, że w punkcie  $B$ , czyli w osi symetrii biegu w miejscu jego połączenia ze spocznikiem występuje duży skok momentu w płaszczyźnie pionowej. Wynika to z tego, że w tym przekroju wzory podają teoretyczne wartości  $M_v$  przy obciążeniu przyłożonym równocześnie na biegu i spoczniku. Nie uwzględniają, że elementy te posiadają skończoną szerokość. W takim przypadku Cusens i Kuang zalecają redystrybucję tych momentów. Wówczas jego wartość w tym punkcie wyniesie -32,2 kNm. Po przeanalizowaniu otrzymanych wyników można zauważyć, że największe wartości momentów wynoszące 131,9 kNm i 138,9 kNm występują w płaszczyźnie poziomej, gdy obciążenie jest przyłożone zarówno na biegu jak i spoczniku.

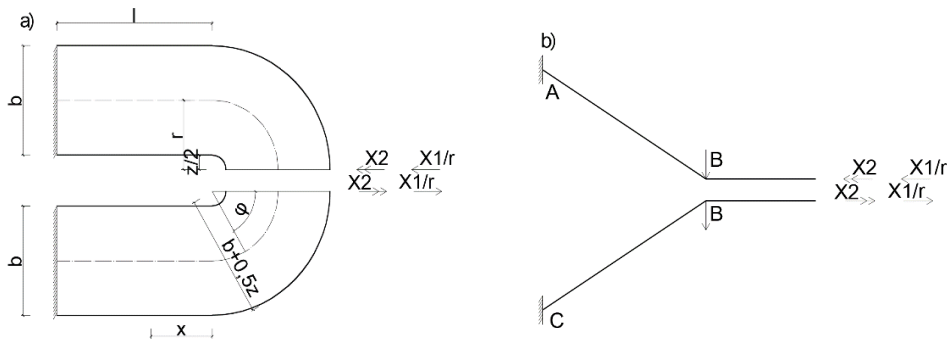
Podobną metodę wykorzystują w swojej pracy J. Kobiak i W. Stachurski, którzy obliczenia przeprowadzają w dwóch fazach, otrzymując momenty zginające w płaszczyźnie poziomej i pionowej oraz moment skręcający, siły poprzeczne (również w dwóch płaszczyznach) i siłę podłużną.



Rys. 4. a) Schemat działania sił wewnętrznych w przekroju schodów przedstawiony w pracy J. Kobiaka i W. Stachurskiego, b) schemat pierwszej fazy obliczeń

W pierwszej fazie metody przedstawionej przez Kobiaka i Stachurskiego wyznaczamy momenty zginające i siły wewnętrzne w płycie jednego biegu i połowie długości spocznika. Dodatkowo obciążenie na spoczniku zwiększamy o obciążenie z szerokości pasma prześwitu mnożąc przez  $(1+z/2*b)$ .

W drugiej fazie należy wyliczyć dodatkowo momenty zginające i siły wewnętrzne w układzie płytowym od wpływu reakcji B wyliczonej w pierwszej fazie, wykonując przecięcie w połowie spocznika. W schemacie płyty oś prosta przebiega wzdłuż biegu i oś łukowa w części spocznikowej o promieniu równym sumie szerokości biegu i połowie prześwitu. Końcowy kształt wykresów momentów zginających i sił wewnętrznych otrzymuje się po zsumowaniu odpowiednich wykresów z obu faz (Kobiak, Stachurski 1967).



Rys. 5. a) schemat układu płytowego dla fazy drugiej, b) schemat poprzeczny schodów pod wpływem reakcji z podpory B

### 2.3. Uwagi dotyczące wymiarowania i zbrojenia

Schody wymiaruje się na mimośrodowe ściskanie lub rozciąganie w zależności od ramienia płyty biegowej zgodnie z zasadą ukośnego zginania. W związku z tym grubość płyty biegu należy przyjmować z warunku ekonomicznego stopnia zbrojenia przy mimośrodowym ściskaniu, nie przekraczając granicznych wartości naprężenia głównego. Następnie przy analizowaniu otrzymanych wyników należy wiedzieć, że moment  $M_x$  jest w dużym przybliżeniu podobny do momentu wywołującego zginanie płyty obustronnie utwierdzonej na podporach. Wynika z tego, że podłużne zbrojenie dolnej płyty należy odpowiednio zwiększyć niż to wynika z teoretycznych potrzeb wytrzymałościowych, które są skutkiem założenia całkowitego zamocowania płyty na podporach. W przypadku momentu  $M_y$  nie wywiera on decydującego wpływu na przekrój zbrojenia, gdyż ramię siły wewnętrznej jest wystarczająco duże. (Kobiak, Stachurski 1967)

Na etapie wykonawstwa należy zwrócić szczególną uwagę na staranne zakotwienie zbrojenia podłużnego w poprzecznych belkach spoczników. Dodatkowo przy projektowaniu zbrojenia należy płytę biegu i spocznika zbroić górną i dolną ze względu na warunek wytrzymałościowy rozciąganej strefy przekroju przy najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń.

### 3. Schody spiralne

#### 3.1. Opis konstrukcji

Obecnie schody spiralne zyskują popularność ze względu na swoją atrakcyjną formę architektoniczną. Nośną konstrukcję w tego typu schodach stanowi najczęściej spiralna płyta żelbetowa zamocowana obustronnie w silnych monolitycznych elementach jak belki stropowe (*Grabiec 1995*).

Projektowanie takich schodów jest dla przeciętnego projektanta rzeczą trudną, a dokładne metody analizy są żmudne i niewygodne. Ze względu na skomplikowaną geometrię metody analizy tego typu schodów bazują na różnych uproszczeniach i założeniach. Obecnie, powszechnie stosowana jest metoda elementów skończonych (MES). Pożyteczną będzie zatem weryfikacja zgodności wyników uzyskanych na podstawie tradycyjnych metod z wynikami uzyskanymi za pomocą MES.

Tradycyjnie schody te były analizowane i projektowane ze względu na 2 podejścia. W pierwszym z nich, Bergman (1956) i Engles (1955) rozważyli schody jako obustronnie utwierdzoną, zakrzywioną belkę, sprowadzając spiralę do jej rzutu poziomego (*Bangash 1999*). Kolejnym podejściem było rozważenie schodów już jako przestrzenną spiralną belkę również obustronnie zamocowaną na podporach. Pierwsze polskie rozwiązanie tego problemu przedstawił Wacław Zalewski w 1951, a następnie w formie bardziej przystosowanej do obliczeń, wraz ze szczegółowym przykładem J. Kobiak i W. Stachurski (1967) (*Starosolski 2011*), a za nimi K. Grabiec (1999). W literaturze zagranicznej można znaleźć opracowania między innymi takich badaczy jak: Morgan (1960), Holmes (1959) czy Scordelis (1960). Jedną z przełomowych prac dla projektantów było opracowanie Cusens'a i Santathadaporn'a (1966) zawierające 36 wykresów do projektowania dla różnych parametrów geometrycznych. Ich zmodyfikowaną i uproszczoną formę można znaleźć w podręczniku C. E. Reynolds'a i J. C. Steedman'a (1988) (*Bangash 1999*).

W niniejszej pracy przeanalizowano różne metody projektowania schodów płytowych spiralnych o wybranej geometrii a następnie porównano rezultaty. Obliczenia przeprowadzono dla schodów spiralnych, bezsłupowych, o kierunku wznoszenia zgodnym z ruchem wskazówek zegara, opisanych na walcu kołowym o kącie rozwarcia spirali równym 270 stopni i grubości płyty wynoszącej 20 cm. Całkowita wysokość schodów wynosi 390 cm, wysokość stopnia 15 cm, szerokość biegu 120 cm a promień wewnętrzny 130 cm. W każdym przypadku przyjęto obustronne utwierdzenie schodów.

#### 3.2. Analiza schodów spiralnych jako belki przestrzennej

Głównym problemem podczas projektowania schodów spiralnych jest uzyskanie wartości sił przekrojowych. Poniżej przedstawiono rezultaty otrzymane z analizy trzech różnych, dostępnych w literaturze, podejść rozważających model prętowy schodów.

- 1) Pierwszą analizę przeprowadzono na podstawie przykładu obliczeniowego zawartego w pracy „Konstrukcje żelbetowe. Tom 1” Jerzego Kobiaka i Wiesława Stachurskiego w wydaniu z 1967 roku. Wykorzystano zawarte tam wzory do obliczenia sił przekrojowych w dowolnym punkcie w osi schodów, w lo-

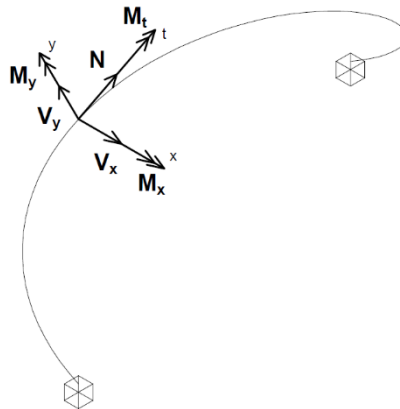
- kalnym układzie współrzędnych spirali: moment podłużny  $M_x$ , moment poprzeczny  $M_y$ , moment skręcający  $M_t$ , siłę podłużną  $N$  oraz poprzeczne  $V_x$  i  $V_y$ .
- 2) Kolejną analizę przeprowadzono z wykorzystaniem metody zawartej w „Reinforced Concrete Designer’s Handbook”, którego twórcami są Charles E. Reynolds i James C. Steedman. Podejście to wykorzystuje równania wynikające z przecięcia analizowanej belki w połowie, na podstawie których wyprowadzono następnie wzory zawierające bezwymiarowe współczynniki  $k_1$ ,  $k_2$  i  $k_3$ . Uproszczenia i współczynniki te znacznie przyspieszają proces obliczeń, jednak uzyskane w ten sposób wartości sił przekrojowych w dużej mierze zależą od wiarygodności samych wykresów oraz dokładności odczytu. Jednak ich weryfikacja pokazuje dużą zbieżność z modelami metody elementów skończonych (Wadud 2002).
  - 3) Ostatnim typem analizy było zamodelowanie krzywoliniowego, przestrzennego elementu belkowego w programie do obliczeń statycznych, korzystającym z metody elementów skończonych. Używanym programem był Sofistik 2018. Podobnie jak w poprzednich przypadkach podparcie zrealizowano jako pełne utwierdzenie.

W każdym przypadku analizy dokonano redukując płytę do jej geometrycznej osi. Obliczeniowa wartość przyłożonych obciążeń na jeden metr rzutu osi spirali wyniosła 19,7 kN/m. Wynik analizy zaprezentowano w odniesieniu do lokalnego układu współrzędnych (Rys. 6), zestawiono w Tab. 2 oraz graficznie na rysunkach 7 do 9.

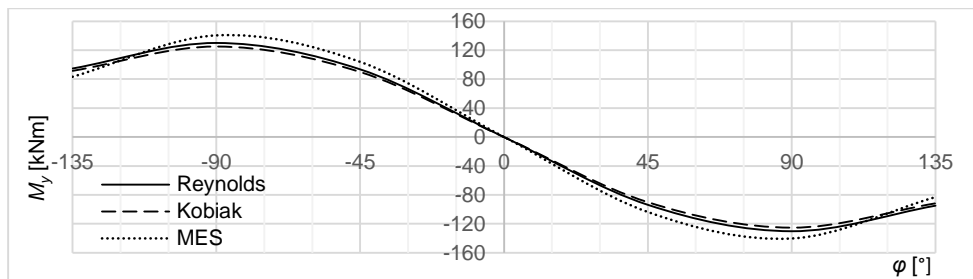
Tabela 2. Zestawienie wyników z wszystkich analizowanych metod

Siła przekrojowa	Metoda	Rozważany przekrój			
		Dolna podpora $\varphi=-135^\circ$	Środek przęsła $\varphi=0^\circ$	Górna podpora $\varphi=135^\circ$	maximum
Moment poprzeczny $M_y$ [kNm]	Kobiak	91,5	0	-91,5	125,1
	Reynolds	94,8	0	-94,8	130,2
	MES	83,1	0	-83,1	140,2
Moment podłużny $M_x$ [kNm]	Kobiak	-35,6	-7,2	-35,6	-35,6
	Reynolds	-39,0	-9,0	-39,0	-39,0
	MES	-47,3	-3,9	-47,3	-47,3
Moment skręcający $M_t$ [kNm]	Kobiak	-6,9	0	6,9	6,9
	Reynolds	-5,3	0	5,3	5,3
	MES	-25,6	0	5,6	25,6
Siła podłużna $N$ [kN]	Kobiak	-73,8	0	73,8	80,7
	Reynolds	-76,7	0	76,7	84,0
	MES	-80,8	0	80,8	90,1
Siła poprzeczna $V_x$ [kN]	Kobiak	-43,0	60,9	-43,0	60,9
	Reynolds	-45,0	63,6	-45,0	63,6
	MES	-67,4	72,0	-67,4	72,0
Siła poprzeczna $V_y$ [kN]	Kobiak	64,7	0	-64,7	64,7
	Reynolds	66,7	0	-66,7	66,7
	MES	34,1	0	-34,1	34,1

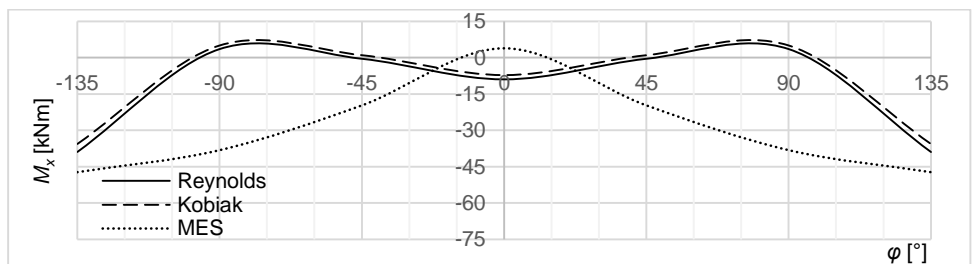




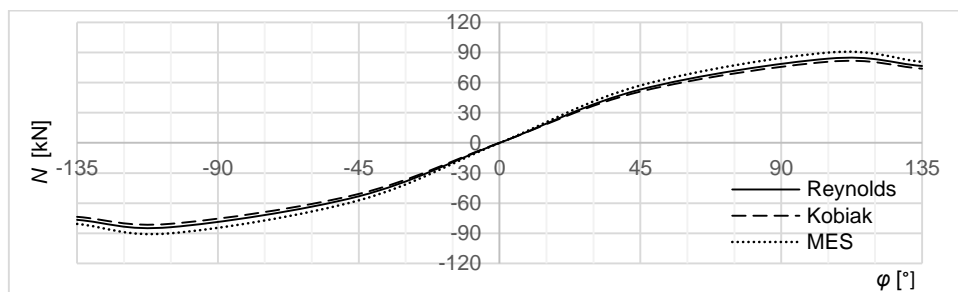
Rys. 6. Siły wewnętrzne w lokalnym układzie współrzędnych



Rys. 7. Wykres zmienności momentu  $M_y$



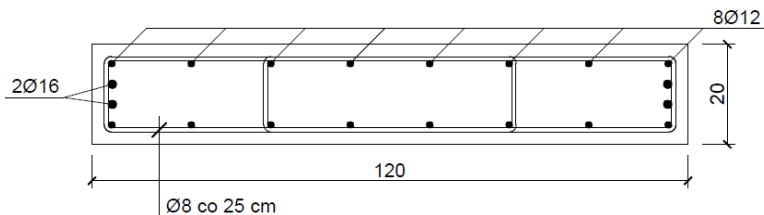
Rys. 8. Wykres zmienności momentu  $M_x$



Rys. 9. Wykres zmienności siły  $N$

Analizując uzyskane wartości sił przekrojowych, łatwo zauważyć, że przekrój płyty spirali należałoby obliczać ze względu na zginanie dwukierunkowe, jednak dla celów praktycznych wystarczającym jest niezależne obliczenie zbrojenia symetrycznego, znajdującego się przy dłuższych bokach prostokątnego przekroju poprzecznego na zginanie momentem podłużnym  $M_x$ , a zbrojenia przy krótszych bokach na zginanie momentem poprzecznym  $M_y$ . Należy także pamiętać o wpływie momentu skręcającego, kształtując promieniście cztero- i więcej ramienne strzemiona, będące równocześnie konstrukcyjnym zbrojeniem rozdzielczym dla zbrojenia głównego. Koniecznym jest także uwzględnienie siły rozciągającej  $N$ , mającej największą wartość w pobliżu górnej podpory (Kobiak 1967).

Porównanie wyników uzyskanych poszczególnymi metodami wykazało, że największą zbieżność pokazują wyniki uzyskane za pomocą metod analitycznych. Wyniki uzyskane metodą elementów skończonych odbiegają mniej lub więcej (szczególnie dla momentu skręcającego) od wyników uzyskanych pozostałymi metodami. Dla decydujących ze względu na wymiarowanie konstrukcji sił przekrojowych, największe wartości uzyskano korzystając z metody elementów skończonych. Wartości uzyskane przy użyciu nomogramów zawartych w opracowaniu Reynoldsa niemal pokrywają się z tymi uzyskanymi na podstawie wyprowadzeń Kobiaka. W większości przypadków dają one niewiele wyższe wartości, a metoda ta jest dużo szybsza i wygodniejsza. Przekrój zwymiarowano ze względu na zginanie w 2 płaszczyznach, skręcanie oraz sprawdzono ścinanie, czego efektem jest przyjęcie zbrojenia symetrycznego z 8 prętów średnicy 12 mm przy dłuższych krawędziach oraz 2 prętów średnicy 16 mm przy krótszych. Przyjęto strzemiona dwucięte, jedno po zewnątrz przekroju pracujące na skręcanie oraz drugie wewnętrzne, konstrukcyjne (Rys. 10).

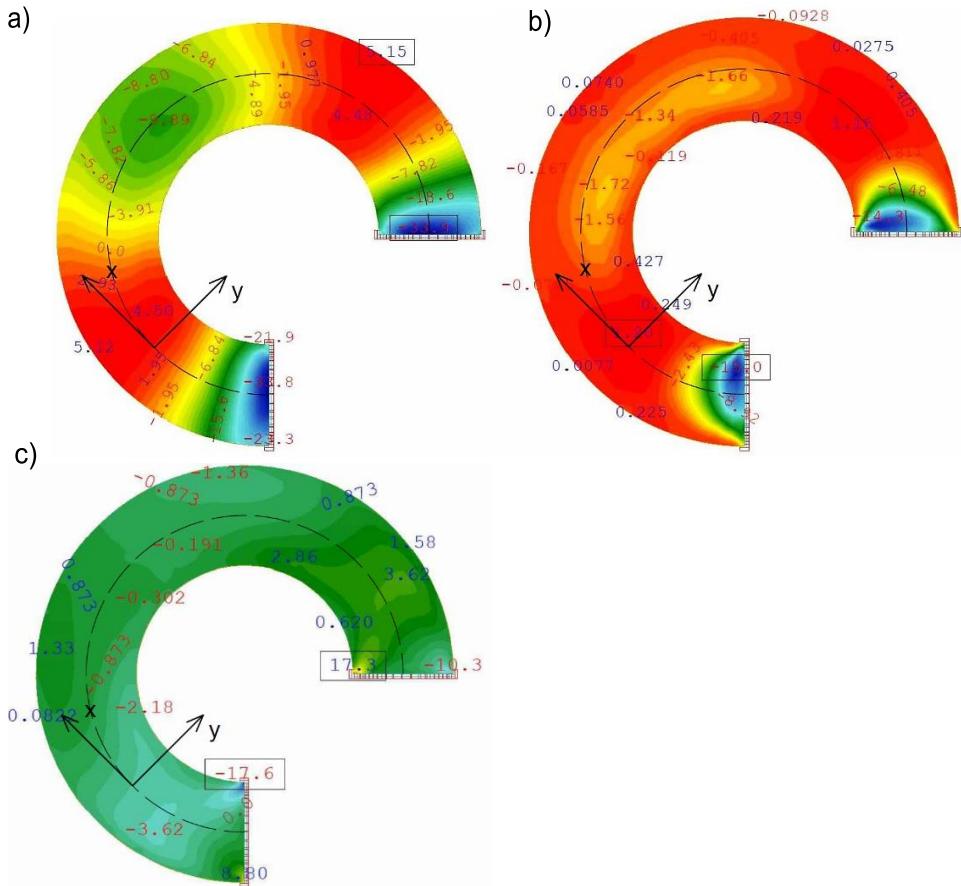


Rys. 10. Przyjęte zbrojenie

### 3.3. Analiza schodów spiralnych jako powłoki

W celu przeprowadzenia analizy stworzono model w programie Sofistik obejmujący jedną powłokę opisaną na spirali, o cechach geometrycznych oddających płytę nośną projektowanych schodów zawartych w punkcie 3.1. Warto w tym miejscu nadmienić, że dla niedoświadczonego projektanta stworzenie takiego modelu może przysporzyć trudności. Ze względu na swoją nietypową geometrię może się zdarzyć, że projektant będzie musiał symulować geometrię płaskimi, klinowymi panelami, co samo w sobie jest uciążliwe i ma swoje odzwierciedlenie w wynikach. Dodatkowo nie wszystkie programy oferują możliwość odczytu sił przekrojowych i naprężeń w lokalnym - wędrującym układzie współrzędnych, a tylko takie wyniki mogą być brane pod uwagę przy projektowaniu. Autorowi referatu udało się stworzyć krzywoliniową powłokę o gęstej siatce elementów skończonych o wymiarze boku 10 cm. Powłoka została utwierdzona liniowo na obydwu końcach. Do tak

utworzonego modelu zostało przyłożone obciążenie powierzchniowe odpowiadające co do wartości obciążeniu modelu prętowego.

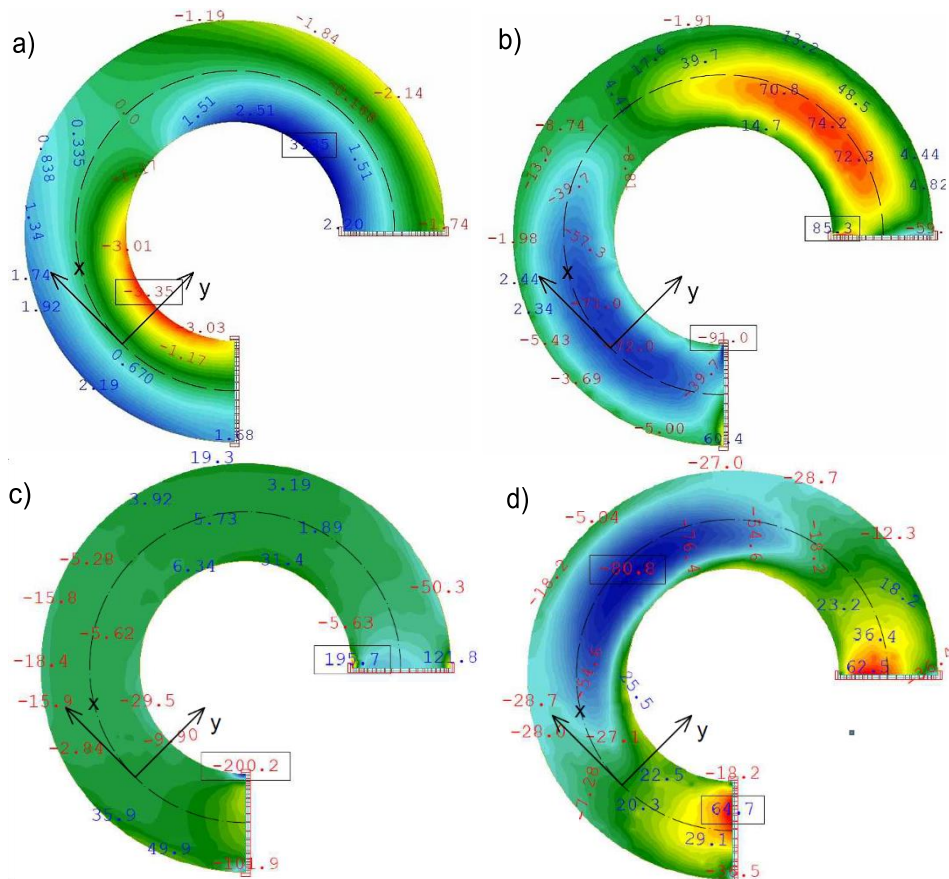


Rys. 11. Momenty zginające w lokalnym układzie współrzędnych [kNm/m]: a) moment  $M_{xx}$ , b) moment  $M_{yy}$ , c) moment  $M_{xy}$

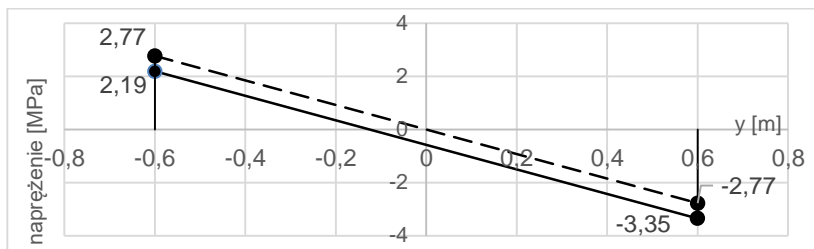
Zawarte na rysunku 11 mapy pokazują momenty zginające w rzucie z góry. Można zauważyć, że momenty te są prawie symetryczne względem spiralnej osi środkowej schodów oraz względem dwusiecznej kąta rozwarcia spirali. Moment  $M_{xx}$  (Rys. 10a) ma największą wartość nad podporą i jego wykres jest zmienny i zbliżony – podobnie jak siła podłużna  $N$  (Rys. 12b) - co do wartości i zmienności do wykresu tego momentu z metod analitycznych dla układu prętowego. Rozciąganie górą występuje nad podporami oraz w środkowej części płyty, natomiast rozciąganie dołem w pozostałej części. Z związku ze zmiennością tego momentu rozsądnym i bezpiecznym wydaje się być zalecenie zbrojenia symetrycznego górą i dołem o takiej samej powierzchni projektowanej na maksymalny moment podporowy. Dodatkowo uprosi to prace wykonawcze i pozwoli na uniknięcie błędów, o które przy tak skomplikowanej geometrii nie trudno. Analizując mapy momentu  $M_{yy}$  (Rys. 11b), można zauważyć, że na zdecydowanej większości płyty jego war-

tość jest pomijalnie mała. Uwagi wymaga jedynie strefa przypodporowa, dla której racjonalnym staje się zagęszczenie strzemion.

Projektowane zatem zbrojenie byłoby identyczne ze zbrojeniem proponowanym dla układu prętowego, pomijając dodatkowe zbrojenie przy krótszych krawędziach przekroju. Zbrojenie to było projektowane na zginanie, wynikało z momentu działającego w płaszczyźnie powłoki. Momentu takiego nie udało się uzyskać w programie obliczeniowym, jednak jego wpływ można zauważyć analizując mapy naprężeń (Rys. 12a). Wartość naprężenia na wewnętrznej krawędzi płyty wynosi od -3,35 MPa do 3,35 MPa, natomiast na zewnętrznej od -2,19 MPa do 2,19 MPa. Dysproporcja ta wynika ze wpływu dodatkowych sił, jak  $N$ . Po wyrównaniu, naprężenia od momentu zginającego wynoszą 2,77 MPa (Rys. 13), a obliczony na tej podstawie brakujący moment zginający działający w płaszczyźnie powłoki osiąga wartość 133,0 kNm. Jego wartość jest zatem zgodna z wynikami uzyskanymi dla modelu prętowego, dla którego w zależności od metody moment ten wynosi od 125,1 kNm do 142,0 kNm. Obliczone na tej podstawie zbrojenie również byłoby również identyczne – 2 pręty o średnicy 16 mm przy każdej z krótszych krawędzi (Rys. 10).



Rys. 12. a) naprężenia w kierunku równoległym do osi powłoki [MPa], b) siła membranowa  $N$  [kN/m], c) siła poprzeczna  $T_y$ , d) siła poprzeczna  $T_z$



Rys. 13. Wykres naprężeń w przekroju płyty [MPa]

### 3.4. Podsumowanie i wnioski

Analizy podjęte wszystkimi metodami dały zbliżone rezultaty. Uproszczone metody analityczne, ograniczone do osi płyty konstrukcyjnej niezależnie od metody dały, dla decydujących przy wymiarowaniu sił przekrojowych, bardzo zbliżone rezultaty. W związku z tym dla celów projektowych najbardziej wygodne a zarazem bezpieczne jest korzystanie z nomogramów zawartych w pracy C.E. Reynoldsa lub z metody elementów skończonych. Zamodelowanie schodów jako powłoka pokazało prawdopodobnie zbliżony do rzeczywistego rozkład naprężeń, jednak nie jest ono wymagane do prawidłowego zaprojektowania tego typu schodów, gdyż informację o zginaniu w płaszczyźnie płyty można wywnioskować na podstawie różnicy naprężeń między wewnętrzną i zewnętrzną krawędzią płyty.

Ze względu na schemat statyczny zakładający pełne utwierdzenia, należy szczególną uwagę zwrócić na projektowanie i konstruowanie zbrojenia w okolicy podpór. Podłużne pręty starannie zakotwić w podpierających elementach a strzemiona zagęścić. Projektując belki lub inne elementy, na których oparta jest spiralna płyta należy uwzględnić wpływ wszystkich sił przekrojowych z płyty, a szczególnie tych powodujących skracanie elementów podpierających. Strzemiona powinny być skonstruowane w taki sposób, aby stanowiły równocześnie zbrojenie rozdzielcze dla podłużnego, umożliwiając zazbrojenie i zabetonowanie schodów z zachowaniem projektowanego położenia prętów zbrojenia. Wykonanie szalunku oraz zbrojenia, a następnie betonowanie powinny być przeprowadzone pod ścisłą kontrolą personelu technicznego posiadającego odpowiednie kwalifikacje (Grabiec 1995).

### 4. Bibliografia

- Bangash M.Y.H., Bangash T., „Staircases. Structural analyss and design”, A.A. Balkema, Rotterdam 1999.
- Bangash M.Y.H., „Structural detailing in concrete”, Thomas Telford, London 2003.
- Grabiec K., „Konstrukcje betonowe. Przykłady obliczeń statycznych”, PWN, Warszawa 2009.
- Harshad J.S., „A study of self supporting helical staircase”, Department of Civil Engineering Science Brigham Young University, April 1973.
- Kobiak J., Stachurski W., „Konstrukcje żelbetowe”, Arkady, tom 1, Warszawa 1967.

Rawska-Skotniczny A., „Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według Eurokodów”, PWN, Warszawa 2013.

Reynolds C.E., Steedman J.C., “Reinforced concrete designer’s handbook. Tenth Edition”, Taylor and Francis, New York 1988.

Starosolski W., „Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu i norm związanych”, PWN, tom 2, Warszawa 2011.

Wadud Z., “A simple design approach for helicoidal stair slabs”, Department of Civil Engineering Bangladesh University of Engineering and Technology, June 2002.



## **ŚCIANY SZCZELINOWE**

### **DIAPHRAGM WALLS**

**Słowa kluczowe:** ściany szczelinowe, metody realizacji, technologia wykonawstwa

#### **1. Ściana szczelinowa - wprowadzenie**

Ściana szczelinowa według wg PN-EN 1538: jest to ściana wykonana z betonu lub żelbetu, formowana w szczelinie wykonanej w gruncie. Beton jest układany przez rurę wlewową (typu contractor), pod cieczą stabilizującą. Najczęściej stateczność ściany szczelinowej głębionej w gruncie zapewnia zawiesina bentonitowa.

#### **2. Rys historyczny ścian szczelinowych**

Technologia ścian szczelinowych rozwijana była od połowy XX wieku. Pierwsze próby stosowania zawieszin bentonitowych do wykonywania ścian fundamentowych podjęto w Stanach Zjednoczonych wkrótce po zakończeniu II wojny światowej. Wprowadzenie ścian szczelinowych do praktyki inżynierskiej było zasługą mediolańskiego przedsiębiorstwa ICOS. Pionierskim zastosowaniem ściany szczelinowej w funkcji konstrukcji oporowej, będącej jednocześnie obudową głębokiego wykopu w sąsiedztwie zwartej zabudowy śródmiejskiej, była budowa tunelu metra w Mediolanie. Pod koniec lat 60- tych ściany szczelinowe zaczęto stosować powszechnie w Wielkiej Brytanii, Francji, Niemczech, USA i Włoszech jako elementy konstrukcyjne tuneli, podziemnych parkingów, fundamentów budynków, nabrzeży portowych oraz zapór. Rozwój budownictwa komunikacyjnego spowodował zastąpienie klasycznych murów oporowych kotwionymi ścianami szczelinowymi, *Siemińska-Lewandowska 2001*

#### **3. Zastosowanie ścian szczelinowych**

Ściany szczelinowe stosowane są głównie jako konstrukcje pełniące jednocześnie rolę zarówno fundamentu, szczelnej obudowy wykopu w warunkach ograniczonej przestrzeni, jak i ścian części podziemnej budynku. Niewątpliwą zaletą tego typu konstrukcji jest jednocześnie łączenie dwóch funkcji: zabezpieczenia wykopu oraz docelowej ściany nośnej kondygnacji podziemnych. Jest to możliwe, ponieważ ściana charakteryzuje się bardzo dużą nośnością i możliwością przeniesienia sił poziomych powstałych od parcia gruntu jak i sił pionowych od konstrukcji. Dodatkowo ściana szczelinowa może stanowić bezpieczną przegrodę zabezpieczającą wykop przed wodami gruntowymi.

#### 4. Charakterystyka ścian szczelinowych

Ściana szczelinowa odkopana częściowo z jednej strony stanowi bardzo racjonalną konstrukcję oporową. Gdy część odkopana ma wysokość do 5,0-6,0m ścianę projektuje jako wspornikową. Przy większych wysokościach należy wybrać inną metodę wykonawstwa ściany szczelinowej.

Powszechnie stosowane ściany mają grubość 60 i 80cm. W konstrukcjach z kondygnacjami o wysokości 2,5-3,0 m na ogół wystarcza ściana o grubości 60 cm. W przypadku większej wysokości kondygnacji lub dużego rozstawu rozpór albo kotwi konieczne jest zastosowanie ściany o grubości 80 cm. Ściany o grubości 80 i 100 cm stosuje się najczęściej w budownictwie drogowym (tunele).

Głębokości, do jakich najczęściej wykonywane są ściany szczelinowe wynoszą około 20,0 m. Podyktowane jest to względami ekonomicznymi.

Olbrzymią zaletą ścian szczelinowych jest możliwość ich wykonywania w niewielkiej odległości od istniejących budynków. Odległość ta wynika głównie z gabarytów sprzętu oraz z konieczności wykonania murków prowadzących. Pełnią one funkcję przewodnicy chwytaka głębiącego szczelinę. Minimalna odległość od istniejącej konstrukcji wynosi około 30 cm, jednak często stosuje się większą odległość ze względu na odsadzki fundamentów istniejących budynków. To co wyróżnia ściany szczelinowe spośród innych technologii, to także możliwość przenoszenia bardzo dużych sił pionowych oraz względnie szybkie wykonawstwo, *Łęcki 2006*

#### 5. Wymagania stawiane materiałom stosowanym w ścianach szczelinowych

##### 5.1. Zawiesina bentonitowa

Przy głębinieniu ścian szczelinowych stosujemy zawiesinę bentonitową. Ma ona zadanie zabezpieczenia ścian szczeliny przed zaciskaniem (obsuwaniem się) gruntu. W normalnych warunkach zawiesina bentonitowa powinna spełniać wymagania podane w tabeli 1., przedstawionej poniżej.

Tab. 1. Właściwości zawiesin bentonitowych, *PN-EN 1538*

Właściwości	Zawiesina		
	świeża	do ponownego użycia	przed betonowaniem
Gęstość w g/ml	< 1,10	< 1,25	< 1,15
Lepkość wg Marsha w s	od 32 do 50	od 32 do 60	Od 32 do 50
Objętość filtratu w ml	< 30	< 50	b.p.
Wartość pH	od 7 do 11	od 7 do 12	b.p.
Zawartość piasku %	b.p.	b.p.	< 4
Osad filtracyjny w mm	< 3	< 6	b.p.
b.p.: brak postanowień			

Wartości powyższe mogą być modyfikowane np. w przypadku:

- gruntów lub skał o dużej przepuszczalności lub z pustkami,
- wysokich poziomów piezometrycznych wody (w warunkach artezyjskich),
- bardzo słabych gruntów,
- w warunkach wody słonej,

## 5.2. Beton

Skład mieszanki betonowej powinien być dobrany w sposób uniemożliwiający segregację betonu podczas układania, zapewniający swobodny przepływ betonu wokół zbrojenia i po stwardnieniu uzyskanie materiału zagęszczonego i wodoszczelnego.

Wymagania dotyczące wytrzymałości i trwałości stwardniałego betonu powinny być dostosowane do wymagań urabialności, *PN-EN 1538*

## 5.3. Kruszywo

W celu uniknięcia segregacji kruszywo powinno mieć ciągłą krzywą uziarnienia. Maksymalny wymiar ziaren nie powinien przekroczyć mniejszej z następujących wartości: 32 mm lub 1/4 odległości w świetle pomiędzy prętami pionowymi, *PN-EN 1538*

## 5.4. Cement

Minimalną zawartość cementu w zależności od maksymalnej średnicy kruszywa podano w tablicy 2. Cement można częściowo zastępować takimi dodatkami, jak popioły lotne (PFA) lub granulowany żużel wielkopiecowy.

Tab. 2. Minimalna zawartość cementu, *PN-EN 1538*

Maksymalna średnica ziaren kruszywa (mm)	Minimalna zawartość cementu (kg/m <sup>3</sup> )
32	350
25	370
20	385
16	400

## 5.5. Wskaźnik wodno- cementowy

Wskaźnik w/c nie powinien być większy od 0,6. W przypadku stosowania dodatków do mieszanki może być konieczne zmodyfikowanie tej wartości, *PN-EN 1538*

## 5.6. Domieszki

W celu uzyskania właściwej pompowalności betonu można stosować:

- plastyfikatory i superplastyfikatory, by uniknąć odstojów wody lub segregacji,
- domieszki opóźniające, by przedłużyć urabialność, wymaganą ze względu na potrzebny czas betonowania lub na przerwy w dostawie mieszanki.

## 5.7. Mieszanka betonowa

Konsystencja mieszanki betonowej bezpośrednio przed betonowaniem powinna odpowiadać opadowi stożka zawartemu pomiędzy 160 mm i 220 mm. Zalecana jest wartość od 180 do 210 mm, *PN-EN 1538*

## 6. Metody realizacji ścian szczelinowych

### 6.1. Wspornikowa ściana szczelinowa

Ściana taka pracuje jak belka wspornikowa – całe parcie gruntu przejmuje zbrojenie główne ściany szczelinowej. Ściana musi być odpowiednio zakotwiona w gruncie. Przyjmuje się, że musi być ona zagłębiona w grunt na taką głębokość, jaki ma być docelowy wykop. Taki system ma jednak ograniczone zastosowanie ze względu na duże przemieszczenia korony. Bardzo rzadko projektuje się docelowo ściany szczelinowe jako wspornikowe ze względów ekonomicznych. Najczęściej faza wspornikowej pracy jest fazą przejściową, zachodzącą podczas wykonywania ściany np. w technologii rozpięcia ściany szczelinowej.



Rys. 1. Wspornikowa ściana szczelinowa, *materiały firmy Keller Polska*

### 6.2. Kotwiona ściana szczelinowa

W Polsce najczęściej stosowane są kotwy tymczasowe. Ściana szczelinowa może być kotwiona w kilku poziomach. Głębienie wykopu dzieli się na etapy odpowiadające poziomom kotwienia. Z dna wykopu każdego poziomu wykonuje się kotwy gruntowe.

Kotwy na ogół wychodzą poza teren parceli należącej do inwestora podziemia i sięgają pod teren innego użytkownika. Może on nie wyrazić zgody na takie roboty. Trudno się dziwić takiej postawie, bowiem pozostawione w gruncie ciągną ograniczą lub utrudnią w przyszłości prowadzenie tam prac budowlanych. Trzeba to mieć na uwadze i z wyprzedzeniem uzgodnić zamiar kotwienia z właścicielem przyległej parceli, *Grzegorzewicz 2002*

### 6.3. Ściana z podparciem ukośnym

Rozpory nachylone są przydatne, gdy w centralnej części można wykonać wykop z zachowaniem skarp, tak aby ściany szczelinowej nie obciążać nadmiernie parciem gruntu. Dopiero po wykonaniu płyty fundamentowej można wbudować nachylone rozpory, które muszą zapewnić przeniesienie dużej siły stycznej.

W tej technologii zalecane jest zewnętrzne odwodnienie wykopu w celu obniżenia zwierciadła wody poza obudowę i zmniejszenie poziomego obciążenia ściany szczelinowej. Podparcie można wykonać w zasadzie tylko na jednym poziomie. Pomimo, że jest to najtańsza metoda wykonania, jest ona niechętnie stosowana ze względu na trudności wykonawcze w późniejszych etapach (ukośne podpory w dużym stopnie utrudniają pracę ciężkiego sprzętu budowlanego).



Rys. 2. Ściana szczelinowa z rozparciem ukośnym, *materiały firmy Keller Polska*

### 6.4. Metoda stropowa – rozparcie stropami

Budowa metodą stropową przebiega wg następującego schematu:

- wykonanie ściany szczelinowej oraz podpór tymczasowych stropów,
- wykonanie oczepu żelbetowego na ścianie szczelinowej,
- wykonanie fragmentu stropu pod parterem,
- wykonanie wykopu do poziomu stropu niższej kondygnacji,
- po odpowiednim przygotowaniu podłoża zabetonowanie stropu,
- wykonanie kolejnego wykopu i stropu lub płyty dennej obiektu.

W metodzie stropowej stropy kondygnacji podziemnych stanowią rozparcie ścian szczelinowych. Wymaga ona budowy tymczasowych podpór. Oparcie stropów stanowią stalowe słupy osadzone w palach kończących się pod przyszłą płytą fundamentową, *Grzegorzewicz 2002*



## 7. Technologia wykonawstwa ścian szczelinowych

Przystępując do wykonywania ściany szczelinowej należy zacząć od prac ziemnych związanych z przygotowaniem odpowiedniej platformy roboczej, umożliwiającej poruszanie się ciężkiego sprzętu budowlanego w każdych warunkach pogodowych. Poziom roboczy powinien się znajdować min. 120 cm powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Platformę można wykonać z płyt drogowych ułożonych na podbudowie o odpowiedniej grubości lub na warstwie grubego kruszywa/ tłucznia zagęszczonego mechanicznie.



Rys. 3. Przygotowana platforma robocza, materiały firmy Keller Polska

Kolejnym etapem jest wykonanie murków prowadzących. Służą one do zapewnienia właściwego prowadzenia narzędzia głębiącego i zabezpieczenia szczeliny przed obwalem w strefie zmiennego zwierciadła cieczy stabilizującej. Ścianki mają rozstaw w świetle równy szerokości ściany szczelinowej + 3 cm.



Rys. 4. Murki prowadzące, materiały firmy Keller Polska



Po wykonaniu murków prowadzących następuje faza głębenia szczeliny w osłonie zawiesziny bentonitowej. Bentonit rozpiera ściany szczeliny, zlepia ziarna gruntu na ścianach szczeliny i skutecznie zapobiega obwałowi ścian szczeliny

Ściany szczelinowe wykonuje się sekcjami wzajemnie do siebie przylegającymi o długości sekcji na ogół 5,0-7,0 m. Do wykonanego odcinka szczeliny wstawia się elementy rozdzielcze wyznaczające długość sekcji ściany szczelinowej, Grzegorzewicz 2002



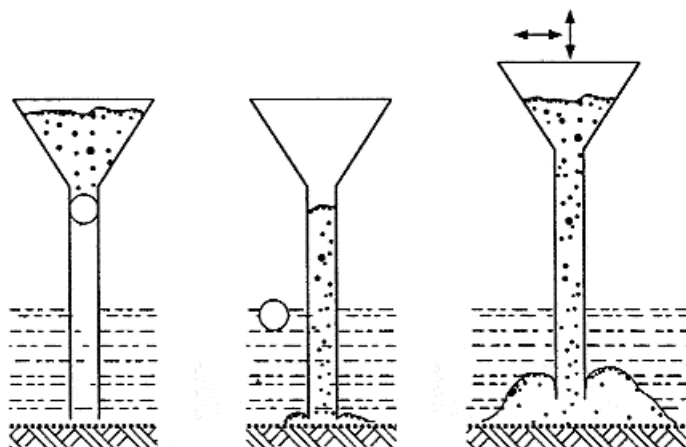
Rys. 5. Elementy rozdzielcze, *materiały firmy Keller Polska*

Kolejnym etapem jest wstawienie koszy zbrojeniowych wykonanych najczęściej ze stali RB500W. Minimalna otulina zbrojenia wynosi co najmniej 75 mm. Jeżeli ściana szczelinowa zaprojektowana była jak ściana rozpięta, do koszy należy przyspawać marki tj. stalowe blachy, do których montowane będzie w późniejszym etapie rozparcie. W koszach umieszczane są pręty wykotwieniowe do zmonolityzowania płyty dennej ze ścianą szczelinową.

W koszach zbrojeniowych: wymagane jest min. 30% styków zgrzewanych lub spawanych punktowo w szkieletie, minimalna średnica prętów zbrojenia pionowego powinna wynosić 12 mm. Po każdej stronie szkieletu należy przewidzieć co najmniej 3 pręty na długości 1,0 m. Rozstaw poziomy, w świetle pomiędzy prętami lub grupami prętów, równoległe do ściany powinien wynosić co najmniej 100 mm. Zbrojenie poziome powinno być rozmieszczone w sposób uniemożliwiający przemieszczanie prętów pionowych i zapewniający odpowiednią przestrzeń dla rury (rur) wlewowej. Rozstaw pionowy w świetle pomiędzy prętami powinien wynosić do najmniej 200 mm. Elementy dystansowe przyjmuje się w ilości 1 szt. z każdej strony szkieletu na ok. 10 m<sup>2</sup> powierzchni szkieletu, ale co najmniej po 4 elementy po każdej stronie szkieletu. Szkielet powinien mieć również zawieszia z prętów zbrojeniowych, służące do jego zawieszenia na ściankach prowadzących oraz uchwyty do zaczepienia lin dźwigu wstawiającego szkielet do szczeliny. Niezbędne są również pręty usztywniające szkielet, aby nie doznał on trwałej deformacji podczas podnoszenia szkieletu z pozycji leżącej i obracania do pozycji pionowej, Grzegorzewicz 2002

Nie należy wbudowywać w szkielety zbrojeniowe skrzynek szalunkowych lub bloków styropianowych, mających za zadanie wytworzenie w ścianie otworu na całej jej grubości. Jeśli otwór w ścianie jest niezbędny, np. w celu wprowadzenia kanalizacji lub innej instalacji należy ścianę zabetonować w pełni, a dopiero po jej odkopaniu wykonać odpowiedni otwór np. metodą przewiercenia, *Grzegorzewicz 2002*

Po wprowadzeniu zbrojenia we wcześniej wygłębioną sekcję, następuje faza betonowania metodą contractor czyli „betonowania podwodnego”. Metoda ta polega na wprowadzeniu do szczeliny rury (do samego jej dna), następnie przez rurę pompowany jest beton. Rurę spadową średnicy 20 do 30 cm najpierw zamyka się kulą gumową, aby beton przy rozpoczynaniu betonowania nie stykał się w rurze z wodą. Gdy lej już dostatecznie napełni się betonem, kulę usuwa się i lekko podnosi rurę spadową. Wskutek tego beton wychodzi z rury i tworzy się rodzaj „babki betonowej”. Aby zapobiec wypłukaniu lub rozsegregowaniu się, dolny koniec rury musi tkwić co najmniej na 1,0 m w już ułożonym betonie.



Rys. 6. Kolejne etapy betonowania sekcji metodą contractor, *Łęcki 2006*

Sekcję należy betonować natychmiast po zakończeniu głębinienia i wstawieniu szkieletu zbrojeniowego. W miarę postępu betonowania, zawieszona bentonitowa wypompowywana jest z sekcji i transportowana do urządzenia zwanego odpiaszczaczem. Umożliwia ono oczyszczenie zawiesziny i możliwość ponownego jej użycia przy wykonywaniu kolejnych sekcji. Oczyszczona zawieszina transportowana jest do zbiornika.

Gdy beton w ścianie szczelinowej osiągnie odpowiednią wytrzymałość, można przystąpić do wykonania oczepu żelbetowego. W ścianach szczelinowych pełni on funkcję spinającą wszystkie sekcje niczym wieniec żelbetowy w budownictwie kubaturowym. Zbroi się go prętami głównymi oraz strzemionami. Oczep wykonuje się z betonu tej samej klasy co sekcje ściany szczelinowej. Ponadto umieszczamy w nim pręty wykotwieniowe do stropów kondygnacji pośrednich oraz do ścian konstrukcyjnych.

Po wykonaniu oczepu i po osiągnięciu przez beton odpowiedniej wytrzymałości następuje faza wykopu wraz z cyklicznym zakładaniem rozpór stalowych. Stosowanie rozpór jest wskazane, gdy przeciwległe sobie ściany są równoległe, a ich odległość nie przekracza kilkunastu metrów, wyjątkowo

do 30,0 m. Rozpory wykonuje się z rur stalowych i umieszcza poziomo. W narożach wykopu stosuje się rozpory ukośne.

Jeżeli ściana jest rozpięta jednym poziomem rozpór stalowych, to wykop podzielony zostaje na dwa etapy: do maksymalnej rzędnej bez rozpór- ściana pracuje jako ściana wspornikowa, do rzędnej docelowego posadowienia obiektu po wcześniejszym zamontowaniu rozpór, *Grzegorzewicz 2002*

## **8. Projektowanie ścian szczelinowych**

Ściana szczelinowa na ogół nie stanowi samodzielnej konstrukcji, ale wchodzi w skład budowli i jest jej elementem wykonywanym w początkowej fazie robót. Konsekwencją tego jest zmiana warunków obciążenia ściany w kolejnych fazach budowy. Z faktu tego wynika potrzeba przeanalizowania wielu schematów statycznych oraz stanów obciążeń parciem gruntu (czynnym i spoczynkowym). Zmienne mogą też być warunki obciążenia parciem wody, gdy jest niezbędne obniżenie jej poziomu lub ciśnienia na czas robót ziemnych. Aby właściwie zaprojektować konstrukcję ze ścian szczelinowych, wskazane jest przeanalizowanie stanów obciążeń w różnych stadiach budowy i użytkowania.

### **8.1. Analiza warunków gruntowych**

Rozpoznanie podłoża gruntowego powinno sięgać około 5,0m poniżej przewidywanego poziomu posadowienia ściany szczelinowej.

Dokumentacja powinna zawierać przekroje geotechniczne wzdłuż miejsca lokalizacji ścian szczelinowych oraz podawać szczegółowy opis gruntów i ich parametry.

### **8.2. Analiza warunków wodnych**

Rozpoznanie podłoża i wód gruntowych jest niezbędne do ustalenia warunków wykonywania wykopów i ewentualnego zakresu czasowego obniżenia poziomu lub ciśnienia wody gruntowej. Rozpoznanie powinno umożliwiać opracowanie projektu odwodnienia. Poziom wód gruntowych ma także bardzo duże znaczenie podczas projektowania ścian szczelinowych i etapowania wykopu. Nie mając ustalonego dokładnego zwierciadła wody gruntowej możemy przyjąć nieodpowiednią wartość parcia wody gruntowej na wykonywaną ścianę co w konsekwencji prowadzi do niedowymiarowania i w skrajnych przypadkach do katastrofy budowlanej. Poziom wody gruntowej ma także duży wpływ na stan gruntów za ścianą szczelinową.

### **8.3. Ocena wpływu budowy projektowanej konstrukcji na istniejące budowle oraz określenie niezbędnych zabezpieczeń lub wzmocnień**

Najczęściej ściany szczelinowe stosuje się przy budowie dwu-, trzy-, a nawet pięciokondygnacyjnych podziemi. W większości przypadków sąsiadują one bezpośrednio z istniejącymi obiektami, najczęściej budowanymi na przełomie stuleci lub w początku ubiegłego wieku. Stare obiekty mają zwykle jedną kondygnację podziemną i są posadowione na głębokości 2,20÷2,50 m poniżej terenu na ławach fundamentowych, najczęściej ceglanych lub gruzobetonowych. Zestawiając to z wykopem głębokim na 10,0 lub 15,0 metrów, usytuowanym

w odległości mniejszej od jednego metra od krawędzi fundamentu, pojawia się zagrożenie bezpieczeństwa budynku starego. Istotny wpływ mają też zmiany poziomu wody gruntowej, powodujące osiadanie terenu. Czasowe odciążenie i odprężenie podłoża w miejscu głębokiego i rozległego wykopu powoduje kilkumilimetrowe unoszenie terenu przyległego. Skutki tego osiadania i unoszenia należy przeanalizować i jeśli to niezbędne wzmocnić fundament i/lub usztywnić konstrukcję starego budynku. Zabezpieczenie takie najczęściej wykonuje się za pomocą podbicia fundamentów w technologii iniekcji strumieniowej. Cały budynek należy także wzmocnić ściągami i profilami stalowymi zakładanymi po zewnętrznej stronie budynku. W celu zabezpieczenia się przed nieuzasadnionymi roszczeniami obowiązkowe jest wykonanie inwentaryzacji budynków istniejących w sąsiedztwie projektowanej ściany szczelinowej przed wkroczeniem na plac budowy ciężkiego sprzętu budowlanego. Należy także zamontować repery na istniejących budynkach i dokonywać regularnych pomiarów geodezyjnych w celu monitorowania ewentualnych przemieszczeń, Grzegorzewicz 2002

#### **8.4. Opracowanie metody budowy konstrukcji**

Zadaniem projektanta jest ustalenie metody budowy oraz określenie kolejności robót i wszystkich niezbędnych działań, które zapewnią bezpieczeństwo. Najistotniejsze jest określenie sposobu podparcia, umożliwiającego przejęcie reakcji od sił poziomych. Wykopy o małej głębokości mogą być wykonywane bez kotwienia i rozpięcia ściany szczelinowej. W takim przypadku ściana szczelinowa ma schemat statyczny belki wspornikowej, utwierdzonej w gruncie. Jej zakotwienie w podłożu w normalnych warunkach nie powinno być mniejsze od 4,0 m, wskazane jest 5,0 m. Przed rozpoczęciem robót ziemnych ściana szczelinowa powinna być zwieńczona oczepem żelbetowym, aby uzyskać lepszą współpracę sąsiednich sekcji. Zadaniem zwieńczenia jest ograniczenie względnych przemieszczeń sekcji i zapobieżenie rozszczelnieniu styków oraz zapewnienie bezpieczeństwa sekcji w przypadku lokalnego defektu w betonie.

#### **8.5. Ustalenie schematów statycznych w poszczególnych fazach robót**

Każda z faz odsłaniania ściany szczelinowej, kotwienia lub rozpięcia wymaga opisanego odpowiednim schematem statycznym. Liczba schematów może być duża, ponieważ należy przeanalizować wszystkie możliwe stany obciążenia.

#### **8.6. Określenie wielkości obciążenia naziemu w czasie realizacji**

Należy określić obciążenie terenu w pobliżu ściany szczelinowej złożonymi tam materiałami lub ciężkimi pojazdami albo maszynami budowlanymi, jak też możliwe do wystąpienia obciążenie terenu po zakończeniu robót budowlanych.

#### **8.7. Ustalenie miejsca ustawiania żurawi obsługujących budowę**

Należy unikać ustawiania żurawia wieżowego na terenie, w pobliżu ściany szczelinowej. Jeśli taka lokalizacja jest nieunikniona, to żuraw powinien mieć własny fundament, przekazujący obciążenie w strefę poniżej klina odłamu

obciążającego ścianę szczelinową. Fundament taki bardzo często jest fundamentem palowym.

### **8.8. Określenie wielkości obciążeń ściany szczelinowej pochodzących od zabudowy istniejącej lub możliwej do wykonania w przyszłości**

Jeśli w pobliżu ściany szczelinowej znajduje się budowla, do obciążeń ściany trzeba wprowadzić parcie poziome wywołane naciskiem jej fundamentów. Należy także przeanalizować możliwość wybudowania w przyszłości obiektu w sąsiedztwie ściany szczelinowej i taką ewentualność uwzględnić w schemacie obciążeń w stanie docelowym.

### **8.9. Konstruowanie ściany szczelinowej**

Względy ekonomiczne skłaniają projektantów do rezygnacji ze ścian o grubości 80 cm na rzecz tańszych - o grubości 60 cm. Wybierając rozwiązanie tańsze trzeba się liczyć z gorszą jakością. W węższej szczelinie trudniej rozplywa się beton i z tego powodu częstsze są przypadki defektu betonu. Cieńsza ściana wymaga większej ilości zbrojenia, co utrudnia rozplywanie się betonu. W ścianach o grubości 60 cm niewralgiczną strefą są styki sekcji z wbudowaną taśmą uszczelniającą; taśmę można rekomendować w ścianach grubszych, w których beton lepiej wypełnia szczelinę. Szkielet zbrojeniowy należy tak konstruować, aby nie tworzyć przeszkód w równomiernym rozplywaniu się betonu w szczelinie. Koncentracja zbrojenia utrudnia jego otulenie. Zbrojenie główne powinno być wykonane z prętów żebrowanych o średnicy większej od 20 mm. Zaleca się stosowanie prętów grubszych i rozstawionych co kilkanaście centymetrów. Pręty główne nie powinny być odginane. W szkielecie zbrojeniowym należy przewidzieć miejsce na wprowadzenie rury wlewowej betonu (contractor). Beton do formowania ścian szczelinowych powinien być wytworzony z użyciem kruszywa naturalnego i mieć konsystencję ciekłą. Tylko taki beton, układany metodą contractor (bez wibrowania) może wypełnić szczelinę, opłynąć i otoczyć zbrojenie oraz wypchnąć zawieszinę bentonitową ze wszystkich miejsc, szczególnie ze strefy styku sekcji i miejsc z koncentracją zbrojenia, *Grzegorzewicz 2002*

Ściany szczelinowe w pomieszczeniach podziemia nie powinny być tynkowane. Jeśli względy estetyczne wymagają gładkich powierzchni, można je przykryć panelami przytwierdzanymi na śruby i demontowanymi w razie potrzeby, a taka potrzeba często się pojawia, szczególnie gdy ściana wykazuje zawilgocenia wymagające naprawy. Na ścianie bez tynku łatwo można ustalić poszukiwane miejsce. Ściana otynkowana utrudnia odnalezienie nieszczelności. Działania naprawcze wymagają wtedy usunięcia tynku, a po ich zakończeniu powtórnego otynkowania. Może się też okazać, że zabieg był nieskuteczny i trzeba go ponowić. Panel może być wielokrotnie zdejmowany, a po każdej interwencji niezwłocznie założony, *Praca zbiorowa 2005*

### **8.10. Opracowanie projektu monitorowania budowy i przyległych obiektów**

Prace związane z wykopami w sąsiedztwie ścian szczelinowych mogą szkodliwie wpływać na otoczenie miejsc robót. Konieczne jest więc monitorowanie ośrodka gruntowego i poziomu wody oraz obiektów znajdujących się w strefie oddziaływania budowy.



Zakres i rodzaj pomiarów kontrolnych powinien być ustalany indywidualnie w zależności od potencjalnych zagrożeń. Liczba punktów do pomiaru przemieszczeń pionowych budynku nie powinna być mniejsza od 6 dla budynków w strefie bezpośredniego oddziaływania wykopu i 4 dla budynków w strefie pośredniego oddziaływania wykopu. Częstotliwość pomiarów powinna być uzależniona od postępu robót i przemieszczeń. Pomiary należy wykonywać co najmniej po każdym zakończonym etapie robót. Wartości ostrzegawcze i alarmowe należy określać dla każdego budynku, uwzględniając jego konstrukcję, przeznaczenie i oddalenie od wykopu. Odpowiedzialnym za monitorowanie budowy i jej otoczenia jest kierownik budowy, a kontrolę sprawuje inspektor nadzoru, *Grzegorzewicz 2002*

## 9. Zalety i ograniczenia stosowania technologii ścian szczelinowych

Do zalet konstrukcji wykonywanych w technologii ścian szczelinowych należy możliwość ich wykonania w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących budowli, bez naruszenia równowagi ich posadowienia oraz w „ostrej” granicy działki. Dzięki temu możemy maksymalnie wykorzystać teren. Ściany szczelinowe powodują wydłużenie drogi filtracji wód gruntowych do wykopu budowlanego, przez co ogranicza się ilość pompowanej wody oraz zasięg leja depresyjnego wokół odwadnianego obszaru (wcięcie się w grunt spoisty). Dodatkowym atutem tej technologii jest stosunkowo mała uciążliwość realizacji dla otoczenia (wykonanie ściany jest bezwstrząsowe, bezwibracyjne oraz mniej hałaśliwe niż np. wbijanie grodzi lub pali, wymaga mniej terenu pod plac budowy niż inne konstrukcje oporowe, unika się znacznego rozkopania terenu),

Do ograniczeń stosowania technologii ścian szczelinowych należy woda gruntowa, która zalega powyżej posadowienia murków prowadzących. Technologia ta wymaga odpowiedniej dostępności i wymiarów placu budowy do swobodnej pracy sprzętu budowlanego oraz możliwości przechowywania materiałów budowlanych. Kolejnym ograniczeniem jest rodzaj gruntów w poziomie terenu, który musi pozwalać na przemieszczanie się sprzętu budowlanego, a także na właściwe posadowienie murków). Przy wykonywaniu ścian szczelinowych mogą występować kolizje z mediami podziemnymi i nadziemnymi.

## 9. Bibliografia

Grzegorzewicz K., 2002, „Głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich - projektowanie, technologia, bezpieczeństwo przyległej zabudowy - Obudowa ścian głębokich wykopów”, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa

Łęcki P., 2006, „Ściany szczelinowe - historia, technologia i zastosowanie w Wielkopolsce”, aktualności Wielkopolskiej Izby Budownictwa, Warszawa

Materiały wewnętrzne firmy Keller Polska.

Praca zbiorowa, 2005, „Obudowa głębokich wykopów - kurs dla projektantów i nadzoru budowlanego”, Warszawa-Miedzeszyn

PN-EN 1538 „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Ściany szczelinowe”.

Siemińska-Lewandowska A., 2001, „Przemieszczenia kotwionych ścian szczelinowych”, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.



**mgr inż. Vadzim Parkhats**  
*vadzim.parkhats@polsl.pl*

Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa  
Opiekun naukowy prof. dr hab. inż. Jan Kubica

## **WYMAGANIA NORMOWE I WYNIKI ANALIZ DOTYCZĄCYCH ZARYSOWANIA STREFY PODPOROWEJ W BELKACH STRUNOBETONOWYCH**

### **DESIGN STANDARD REQUIREMENTS AND RESULTS OF ANALYSES ON END ZONE CRACKING IN PRETENSIONED CONCRETE BEAMS**

**Słowa kluczowe:** *pretensioned prestressed concrete beams, cracking, end zone, strands release*

#### **1. Introduction**

End zone cracking in pretensioned concrete beams is a concern for precast producers and designers. These cracks open up a way for corrosion propagation that may lead to concrete spalling and ultimately to decrease in the load capacity of the beam by breaking the bond between the concrete and the strands.

In this paper, a literature review is carried out to summarize the results of the previous studies on end zone cracking in pretensioned concrete beams. Causes of end zone cracks and acceptable end region cracking criteria are considered. The MC2010, PN-EN 1992, ACI 318 requirements relevant to pretensioned member end region design are discussed and presented.

#### **2. Causes of end zone cracking**

In most cases, the end region cracks arise in the course of the strands release. Firstly, the draped strands release is carried out by flame cutting at the ends, and, after that, the straight strands release is realised by flame cutting or jacking down. In the course of release, the strands transmit their force to the concrete inducing beam shortening. If the transverse stresses in the anchorage zone arisen by prestress transfer are greater than the tensile strength of the concrete, end region cracking appears (*fib Model Code for Concrete Structures 2010*).

According to *NCHRP Report 654 2010*, the main sources that may escalate or reduce the probability of the cracks are:

- Way of detensioning:

As said above, there are two possible methods of the straight strands release: manual flame cutting, which initiates uneven forces along the whole beam, and slow hydraulic release (jacking down), which gives the member an opportunity to adapt to the transmitted force. In spite of the fact that hydraulic release decreases the end region cracking, most producers still use flame cutting. The problem is that hydraulic release demands the factories to reorganize their prestressing beds.

- Release of the top straight or draped strands before the bottom straight strands:

In the case of this sequence, the frictional force generated at the bottom surface of the beam causes a vertical crack on the bottom flange, as the beam at this phase is in full contact with the bottom form of the prestressing bed, and its bottom flange is restricted by the unreleased straight strands. The cracking spreads vertically in the direction of the bottom flange/web joint.

The following measures may be used to eliminate this problem: not fully tensioning the strands in the top flange, lowering the draped strands to the position that makes release stresses within acceptable bounds, and/or even distribution of the draped strands across the web instead of bunching them in the top flange.

- Order of release of bottom strands with the flame cutting method:

The flame cutting method is characterised by sudden initiation of the forces into the beam, so it is contributory to cracks development (*Mirza and Tawfik 1978, Kannel et al. 1997*). Nevertheless, following the planned cutting sequence can minimise cracking. Firstly, both ends of the same strand should be cut at the same time, or else uneven forces may be created. Secondly, the edge strands should not be released before the interior ones, otherwise horizontal cracks at the bottom flange/web joint or sloped cracks in the web may occur.

- Length of the free strand in the prestressing bed:

When the first strands are cut, the other uncut strands have to become longer to adapt to the contraction of the beam because of the compression. As a result, tensile forces in the uncut strands lead to vertical cracking near the ends of the beam. This problem is very harmful if more than one beam is cast on a single prestressing bed. It was found out (*Mirza and Tawfik 1978*) that making the free strand length between the abutment and the beam or between adjoining members as short as needed for fabrication can eliminate this problem.

- Lifting the precast member from the bed (*Tuan et al. 2004*):

The prestressing force leads to camber of the beam, so the centre of the member is forced higher than the ends. After prestress release, the beam is lifted from the bed and transferred to the storage. The lifting point locations are liable to negative moments from the prestress and the self-weight that cause the temporary crack widening at the time of lifting. At this initial lifting of the beam, the prestress force has the greatest value, whereas the concrete has not yet achieved its full strength. As a result, downward diagonal cracks in the upper part of the web may be developed.

- Use of large-diameter strands:

It was established that cracks are more severe with large-diameter strands.

- Strand distribution:

It was noted that beams with only straight strands have less cracks than ones with draped strands. The point is that in beams with draped strands the vertical tensile stresses are greater because of the concentration of the prestressing force at the top of the web and the bottom flange.

Other factors that may affect the end region cracking in pretensioned concrete beams are the number of strands, the number of debonded strands and the debonding lengths, thermal and shrinkage stresses, form geometry, residual stress from curing, restraint of forms during curing, using forceful means to remove the side forms and bulkheads, beam length, friction with the bottom form of the prestressing bed, heat concentration during flame cutting, Hoyer effect, insufficient

amounts of end reinforcement or misplacement of the bars too far away from the edges, lack of confinement stirrups around the prestressing strands, concrete type, low concrete release strength.

It is interesting to note that *NCHRP Report 654 2010* contains results of a survey of precast concrete producers throughout the United States and Canada. According to the responses, the most frequently mentioned sources of the end zone cracking are strand distribution (72%) and detensioning method (50%).

According to *PCI Committee on Quality Control Performance Criteria 1985*, the principal causes of horizontal end cracks in the web or flange of pretensioned beams are improper design (too little end reinforcement and/or too much prestress force) and fabrication. Moreover, the settlement of concrete may result in the web cracking (Fig. 1, crack “a”), differential stresses between the web and flange due to detensioning may lead to cracks in the bottom flange/web joint (Fig. 1, crack “b”), and insufficient cover of the strand may induce the bottom flange cracks (Fig. 1, crack “c”). The PCI committee stated that the structural influence of these cracks is usually small, because the end reaction of the member in conjunction with dead load generates a clamping force that closes the cracks. However, the bottom flange cracks (Fig. 1, crack “c”) may lead to loss of bond that reduces shear and moment capacity near the end of the member.

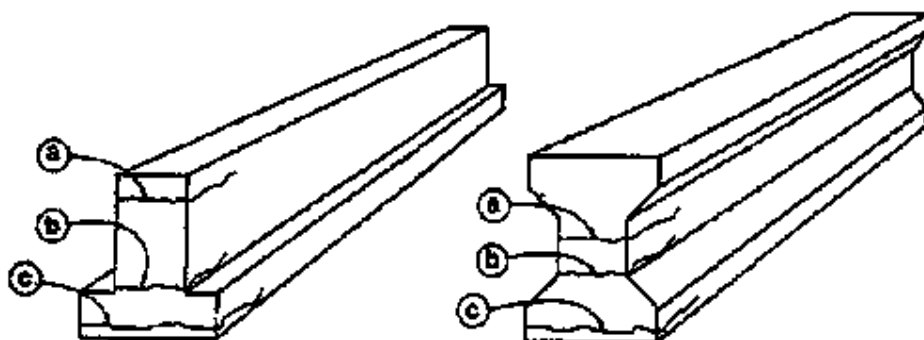


Fig. 1. Cracks in pretensioned concrete beams  
(*PCI Committee on Quality Control Performance Criteria 1985*)

### 3. Acceptable end region cracking criteria

Acceptable end zone cracking criteria according to different sources are summarized in this section.

Generally, acceptable cracking size differs depending on the research. For instance, on the one hand, *Itani and Galbraith 1986* claim that a 0.13 mm wide, 381 mm long crack is unacceptable, but, on the other hand, *Gamble 1997* states that a 0.41 mm wide, 457 mm long crack is acceptable.

The *fib Model Code for Concrete Structures 2010* provides the following limitation of crack width (clause 7.6.4.3):

Table 1. Crack width limits (mm) for prestressed members with bonded prestressing steel to *fib Model Code for Concrete Structures 2010*

Exposure class	X0	XC	XD	XS	XF
PL1	0.2	0.2	$\sigma < 0^*$	$\sigma < 0^*$	$\sigma < 0^*$
PL2	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2
PL3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2

\* Stress in concrete at the level of prestressed reinforcement

where PL1, PL2, PL3 are protection levels for tendons (clause 5.4.3.3):

- PL1: tendon with sufficient concrete cover adapted to the environmental conditions and exposure;
- PL2: tendon with PL1, and additionally protected with a suitable permanent coating and special protection of tendon ends;
- PL3: tendon with PL2, plus a suitable corrosion monitoring system.

Table 2 contains recommended limiting values for cracking width presented in *PN-EN 1992-1-1:2008* (clause 7.3.1).

Table 2. Recommended limiting values for cracking width to *PN-EN 1992-1-1:2008*

Exposure class	X0, XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XS1, XS2, XS3
Prestressed members with bonded tendons	0.2 mm	0.2 mm <sup>1, 2</sup>	Decompression <sup>2</sup>

Note 1: For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.

Note 2: The decompression limit requires that all parts of the bonded tendons or duct lie at least 25 mm within concrete in compression.

Based on the information from field inspection in Virginia and Nebraska (USA) and the tests of eight girders, *NCHRP Report 654 2010* presents the following table to provide acceptable cracking criteria:

Table 3. Decision criteria for acceptance and repair of web end cracking during production to *NCHRP Report 654 2010*

Crack width (mm)	Action
Less than 0.3	No action
0.3 to 0.64	Fill cracks with a cementitious packing material and apply surface sealant to the end 1.22 m
0.64 to 1.27	Fill cracks with epoxy and apply surface sealant to the end 1.22 m
Greater than 1.27	Reject beam, unless shown by detailed analysis that structural capacity and long-term durability are sufficient

*Tadros et al. 2007* describes typical Departments of Transportation of the USA practice for repair of cracking in pretensioned beams as follow:

Table 4. Typical Departments of Transportation of the USA practice for repair of cracking in pretensioned beams (*Tadros et al. 2007*)

Crack width (mm)	Action
$\leq 0.18$	Coat with a surface sealant
0.18 to 0.64	Epoxy-inject crack
$\geq 0.64$	Beam is rejected

#### 4. Literature review

Review of the outcomes of the previous experimental and analytical studies on end zone cracking in pretensioned concrete beams is presented in this section.

The studies of *Marshall and Mattock 1962* and *Gergely and Sozen 1967* are the foundation of the modern end region reinforcement design.

Based on the tests of fourteen pretensioned girders whose depths ranged from 572 to 635 mm, *Marshall and Mattock 1962* created the following equation (1) for the required splitting reinforcement area:

$$A_s = 0.021(P_i/f_{sm})(h/l_t) \quad (1)$$

where:

- $P_i$  – total prestressing force;
- $f_{sm}$  – maximum allowable stress in area  $A_s$ ;
- $h$  – total beam depth;
- $l_t$  – transfer length of the strand.

As stated by the authors, the developed equation is correct for beams whose transfer length is greater than half of their total depth; otherwise, the result may be conservative. A transfer length equal to 50 strand diameters is suggested for this expression. The end region stirrups should be placed uniformly over a length equal to one-fifth of the depth.

It should be noted that it is uncertain how applicable for beams with great depth the equation (1) is, since the beams in *Marshall and Mattock 1962* tests had relatively small depth. Additional experimental tests are needed to verify it.

Since elastic analysis methods are inefficient for figuring out end stress distribution because of the presence of cracks, *Gergely and Sozen 1967* created inelastic analysis method based on an equilibrium balance of the initially cracked cross section (Fig. 2). Their approach is a development of the research of *Lenschow and Sozen 1965* and may be applicable to both post-tensioned and pretensioned beams.

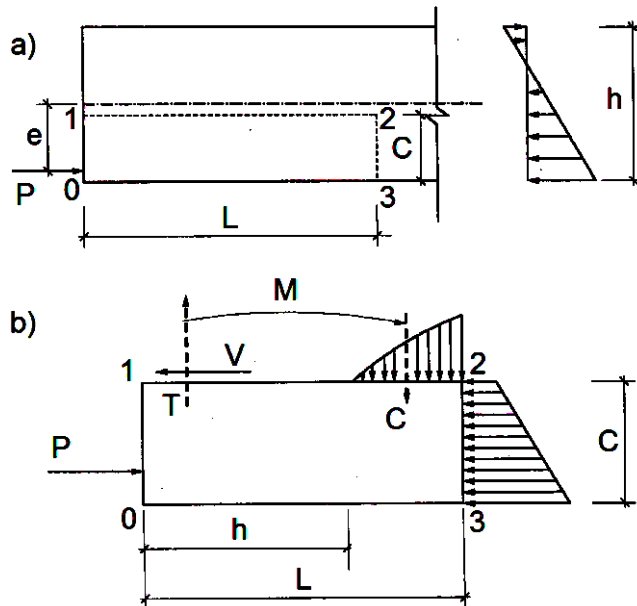


Fig. 2. Equilibrium analysis model of Gergely and Sozen 1967 (Tuan et al. 2004)

Fig. 2 presents the end stress distribution. At length  $L$  from the beam end the stress distribution due to the effect of prestressing force begins to be linear (Fig. 2a). If a horizontal crack occurs along face 1-2 at a height  $C$  from the bottom surface of the beam, the equilibrium balance can be described on the region limited by points 0, 1, 2, and 3 (Fig. 2b). The compressive concrete stress and the prestressing force generate shear force and a moment located on face 1-2. The face 1-2 position is determined such that the internal moment  $M$  is the greatest value to happen on any horizontal face between the top and bottom faces. This is the face where cracking originates. Additionally, the tensile force  $T$  in the reinforcement and the compressive force  $C$  in the concrete produce the resisting moment (Tuan et al. 2004).

Based on a finite element model, the influence of strand cutting pattern on the end zone cracking development was analysed by Kannel et al. 1997. The researchers found out that a change in the strand cutting order might dramatically change the stress field in the end region of the pretensioned beam and reduce or eliminate cracking. The authors claimed that precutting some of the bottom straight strands before all of the draped strands are released should be a common practice. Moreover, they established that selected debonding of strands is effective at controlling cracking.

Castrodale et al. 2002 created a strut-and-tie model to determine the end zone tension force in a pretensioned beam with draped strands at release. With the help of the model, the authors established that the AASHTO 2017 requirements for end zone design of a pretensioned beam might be inaccurate for some members. Nevertheless, it should be noted that a proposed strut-and-tie model considerably overestimates the required end region reinforcement, because the vertical strut is located too close to the beam end.



Based on the experimental tests, *Tuan et al. 2004* developed new end region reinforcement details for a pretensioned concrete beam to maintain acceptable crack control at the member ends. The researchers suggested designing the splitting reinforcement for a force equal to 4% of the prestressing force and a uniform stress of 138 MPa.

As stated by the authors, to allow for this high average stress to be used, at least half of that reinforcement should be placed a distance  $h/8$  from the end. This reinforcement should consist of bars that are welded to the plate at the bottom of the member and to small plates at the top in order to ensure adequate anchorage of that reinforcement. The bars may be as large as needed with a clear end cover of 25 mm to allow for top anchorage space and a clear spacing of 25 mm to allow for 19 mm aggregates. If the end  $h/8$  of the beam is not embedded in a cast-in-place concrete diaphragm, or corrosion is otherwise a concern, the welded assembly of bars, bottom plate and top plates should be galvanized.

The remainder of the splitting reinforcement should be placed between  $h/8$  to  $h/2$  from the end. This zone should also be checked for critical shear section reinforcement and use the larger area reinforcement required. The reinforcement in this zone may be detailed in a conventional manner. Beyond  $h/2$ , splitting reinforcement should not be needed, and shear reinforcement, if needed, should be used.

*Okumus et al. 2013* conducted a non-linear finite element analysis of the end region of a Wisconsin BT-54 (54 W girder). The outcomes of the research were verified using experimental data from two 54 W girders.

The authors classified the characteristic patterns of cracks in the end zone of a 1.37 m deep bulb-tee girder as follows (Fig. 3):

- Horizontal web cracks (widths of 0.10 to 0.25 mm)

As stated by the researchers, the main reason of the horizontal cracks is the eccentricity of the strands in the web of the girder.

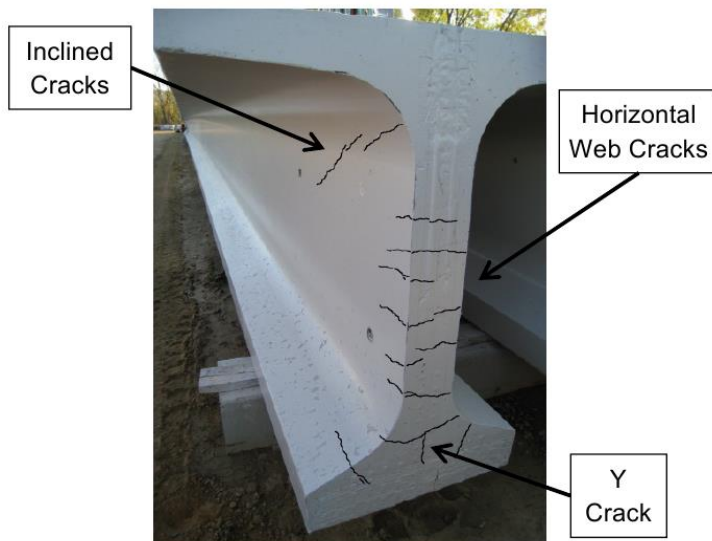


Fig. 3. Typical cracking patterns (*Okumus et al. 2013*)

- Inclined cracks (similar widths to web cracks)

The draped strands of the girder generate tensile strains that are the principal cause of the inclined cracks. In most cases, these cracks have the greatest length.

- Bottom-flange Y cracks (up to 1.5 mm)

The Y-shaped cracks are especially detrimental, since they take place near the bottom-flange strands and can initiate corrosion due to chloride ingress.

Additionally, *Okumus et al. 2013* mentioned that some other researchers report vertical transverse cracks across the bottom flanges as a result of end restraint during prestress transfer, but these cracks did not happen in the girders tested by the authors.

The results of the investigation of the effect of crack control methods on the tensile strains, which cause cracking at the girder ends, are summarized in Table 5:

Table 5. Effectiveness of crack control methods (*Okumus et al. 2013*)

Control method		Inclined cracks	Web cracks	Y cracks
Increasing reinforcement area (in comparison with <i>AASHTO 2017</i> requirements) of	the closest two bars to girder end	mild	moderate	none
	bars farther away from girder end	none	none	none
	bottom flange stirrups	none	none	none
Debonding some strands at girder end		high	moderate	high
Debonding all strands within 300 mm of the end		mild	high	high
Increasing reinforcement area (in comparison with <i>AASHTO 2017</i> requirements) and debonding		high	high	high
Change in strand cutting sequence		none	none	moderate
Draped strands	removed	high	none	none
	lowered	none	moderate	none
	lowered and spread	high	moderate	none

Note: high - can eliminate cracking; mild - can reduce strains; moderate - can reduce strains significantly; none = negligible effect.

*Hamilton et al. 2013* examined the actions of debonding of some strands, vertical post-tensioning, and end region stirrup distribution to reduce the end zone cracks in Florida I-Beam girders. The researchers found that increasing vertical end region reinforcement in comparison with *AASHTO 2017* requirements and partial debonding of strands are efficient methods to decrease the size of the web-splitting cracks.

*Arab et al. 2014* investigated the problem of end region cracks in a 62 m long WF100G super girder ( $h = 2.5$  m) with 15.2 mm strands. It was established that longitudinal reinforcement located in the end region does not decrease cracking.

The researchers claimed that the *AASHTO 2017* provisions concerning the distribution of the splitting reinforcement only within a distance of  $h/4$  from the beam end are inefficient, whereas the approach of *Tuan et al. 2004* should be a common practice (i.e. half of the splitting reinforcement should be located within  $h/8$  and the remainder should be located between  $h/8$  and  $h/2$ ).

*Ross et al. 2014* compared four detailing schemes for controlling web-splitting cracks in 1.6 m deep Florida I-beam (FIB-63) girders, i.e. vertical end zone reinforcement as required by *AASHTO 2017*, increased end zone vertical reinforcement using 25 mm diameter bars, vertical end zone post-tensioning, and partial debonding of 45% of strands.

It was established that vertical end zone reinforcement per *AASHTO 2017* provisions is the least efficient scheme in terms of total crack length and area.

It was found that 45% strand shielding is an effective means of controlling web-splitting cracks. However, strand shielding in the specimen resulted in bond-shear failure and the lowest ultimate capacity of any specimen in the test program (nevertheless, the capacity was still 13% greater than the ACI 318-based nominal capacity). Bond-shear failure happened, because the specimen had insufficient fully bonded strands to prevent strand slip after cracking interrupted the strand development length. Furthermore, during load testing, inclined web cracks in the specimen initiated at a load 30% to 45% lower than in the other specimens. The lower cracking load in the specimen happened due to reduced end zone stresses affected by strand shielding.

It was determined that increasing the area of vertical end zone reinforcement is efficient in controlling web-splitting cracks. It should be noted that the specimen had 27% more end zone reinforcement than the specimen with reinforcement per *AASHTO 2017*.

It was identified that vertical post-tensioning controls horizontal web-splitting cracks at the end surface, but intensifies inclined cracks in the web. The largest web cracks in the tests happened in this specimen.

*Kizilarslan et al. 2016* evaluated the effectiveness of strand debonding for end region cracks mitigation by analysis of bulb-tee girders with different ratios of debonded strands (25%, 38%, and 62%). Strand debonding over a length greater than the transfer length and over a short length from the member end was examined. Debonding of 25% of strands decreased strains, but it was not sufficient to eliminate cracking. Debonding of 38% of strands eliminated cracks causing corrosion concerns. Debonding of 62% of strands for a short length led to the same or smaller strains in concrete in comparison with a girder with no debonding.

*Ronanki et al. 2017* developed solutions for end reinforcement details to mitigate end zone cracking in a 1.98 m deep Bulb-Tee 78 girder constructed with a 69 MPa self-consolidating concrete mix. Four 16.5 m long girder specimens with different end region details were constructed and critical strain data was collected during detensioning process. The specimens had the following characteristics of prestressed reinforcement:

- Specimen #1 – standard design of straight and draped strands;
- Specimen #2 – partial debonding of 18% of straight strands;
- Specimen #3 – draped strands with lower draping angle;
- Specimen #4 – partial debonding of 18% of straight strands and draped strands with lower draping angle.

It was established that the combination of debonding and lowering the draped strands in the end region considerably decreases the splitting force and end zone cracking. In Specimen #4, the amount of cracks in the end region decreased by 87% in comparison with Specimen #1. The cracks in Specimen #2 were shorter and fewer in number than ones in Specimen #1, but their amount and size were much greater than the amount and size of cracks in Specimen #4. During the casting of Specimen #3, a large amount of cement paste was leaked from the end side of the formwork, so the data concerning cracking in this specimen was inaccurate.

Additionally, with the help of the finite element modelling, it was found that horizontal reinforcement in the end region does not have impact on the decreasing of end zone cracking.

## 5. Design standard requirements

### 5.1. fib Model Code for Concrete Structures 2010

In the case of prestressing with pretensioned tendons or wires, the *fib Model Code for Concrete Structures 2010* (clause 7.13.6.5) distinguishes three potential ways of cracking (Fig. 4):

- bursting can occur due to tensile stresses, which are generated because of spreading of the prestressing forces over the cross-section;
- spalling can occur at the end of the member, especially in the case of thin webs;
- splitting can occur along the transmission length because of the effect of internal pressure exerted by the prestressing steel during shortening (wedging effect).

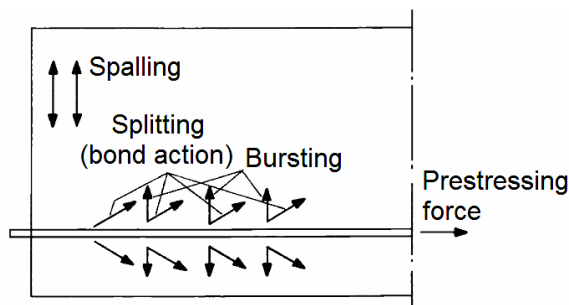


Fig. 4. Bursting, spalling, splitting in the anchorage zone of a member, prestressed with steel with direct bond  
(*fib Model Code for Concrete Structures 2010*)

For the calculation of the bursting force, the symmetric prism analogy after Guyon 1955 is proposed. Since the equivalent prism approach from the *CEB-FIP Model Code 1990* overestimates the spalling stresses, in the *fib Model Code for Concrete Structures 2010* the spalling stresses can be read only from a function of eccentricity and transmission length, based on linear elastic analysis. Splitting force is not calculated, but handled by prescriptive strand spacing and cover

requirements (Table 6). It is interesting to note that standard U.S. practice, i.e. 12.7 mm or 15.2 mm strands at 50.8 mm centres, complies with these splitting requirements (*Dunkman 2009*).

Table 6. Minimum cover as a function of the clear spacing to resist the splitting stresses around strands (*fib Model Code for Concrete Structures 2010*)

Concrete strength	Clear spacing	Cover
C20/25 to C50/60	$\geq 3\emptyset$ $= 2.5\emptyset$	$\geq 3\emptyset$ $\geq 4\emptyset$
$\geq C55/67$	$\geq 2.5\emptyset$ $= 2\emptyset$	$\geq 2.5\emptyset$ $\geq 3\emptyset$

## 5.2. PN-EN 1992

*PN-EN 1992-1-1:2008* and *PN-EN 1992-2:2010* do not have any provisions for estimating of transverse stresses from spalling and bursting at the end zone of pretensioned beams, nevertheless these stresses shall be taken into consideration. Generally, the procedure of the calculation may be nearly the same as that for post-tensioned beams stated in clause J.104.2 of *PN-EN 1992-2:2010*. However, the difference is that the lengths of the primary prisms for bursting are longer because of the transfer of prestress over an anchorage length rather than through a mechanical anchorage device. Thus, for pretensioned beams the length of the overall equilibrium region is greater (*Hendy and Smith 2007*).

Concerning other European Standards, an equation to calculate the spalling stresses is stated in clause 4.3.3.2.1 of *PN-EN 1168+A3:2011*, but this standard deals with prestressed hollow core slabs.

## 5.3. ACI 318

The current standard *ACI 318-14* has no requirements concerning transverse reinforcement design of the end zone of pretensioned beams.

Between the years 1963 and 1995, the code ACI 318 included provisions concerning end blocks and transverse reinforcement design for both pretensioned and post-tensioned members.

The section 2614 of *ACI 318-63* runs as follows:

“(a) End blocks shall be provided if necessary for end bearing or for distribution of concentrated prestressing forces safely away from the anchorages to the cross section of the member.

(b) Reinforcement shall be provided in the anchorage zones to resist bursting and spalling forces induced by the concentrated loads of the prestressing steel. Points of abrupt change in section shall be adequately reinforced.”

For *ACI 318-71*, the sequence of the requirements (section 18.11) concerning transverse reinforcement and end blocks was interchanged. Moreover, “horizontal splitting” was added to the end zone effects requiring reinforcement.

For *ACI 318-95*, the end region design provisions were changed. Since this time, the code contains only provisions concerning design of the anchorage zone of post-tensioned members (*Dunkman 2009*).

## 6. Conclusions

End zone cracks in pretensioned beams pose a problem because of their detrimental impact on the durability and capacity of a concrete member. In this paper, the outcomes of the previous studies on end region cracks in pretensioned concrete beams are summarized and discussed.

Causes of end zone cracks and acceptable end region cracking criteria are presented in the paper. According to *NCHRP Report 654 2010*, factors that may affect the end zone cracking in pretensioned beams are detensioning method, strand cutting sequence, length of the free strand in the prestressing bed, lifting the precast member from the bed, use of large-diameter strands, strand distribution, the number of strands, the number of debonded strands and their lengths, thermal and shrinkage stresses, Hoyer effect, form geometry, concrete type, low concrete release strength, residual stress from curing, restraint of forms during curing, using forceful means to remove the side forms and bulkheads, beam length, friction with the bottom form of the prestressing bed, heat concentration during flame cutting, insufficient amounts of end reinforcement or misplacement of the bars too far away from the edges, lack of confinement stirrups around the prestressing strands.

The crack control methods mentioned in the analysed studies are partial debonding of strands in the end region, increasing vertical end zone reinforcement (in comparison with *AASHTO 2017* requirements), a change in strand cutting sequence, lowering the draped strands, vertical post-tensioning, and a change in end zone reinforcement details.

*Kannel et al. 1997*, *Okumus et al. 2013*, *Hamilton et al. 2013*, *Ross et al. 2014*, *Kizilarslan et al. 2016* claimed that partial debonding of strands in the end zone is a highly effective way to control end region cracks. However, *Okumus et al. 2013* and *Ross et al. 2014* noted that debonding strands might have harmful impact on the beam capacity. Partial debonding of strands in the beam may result in bond-shear failure, because strands may be insufficiently fully bonded for preventing strand slip after interruption of the strand development length by cracking. The specimen with partially debonded strands had the lowest ultimate capacity of any specimen in the test program of *Ross et al. 2014*.

*Hamilton et al. 2013* and *Ross et al. 2014* found that increasing vertical end region reinforcement in comparison with *AASHTO 2017* requirements is efficient in controlling end zone cracking. *Okumus et al. 2013* claimed that increase in vertical reinforcement in combination with debonding is highly recommended to control all types of end region cracks.

Following a planned strand cutting order is a simple way to reduce end zone cracking, since it does not require additional changes in design of a pretensioned beam. *Okumus et al. 2013* noted that this method can only reduce Y cracking, but not eliminate it, and suggested starting strand cutting with the interior strands and move outward where possible. *Kannel et al. 1997* suggested precutting some of the bottom straight strands before all of the draped strands are released. A general rule is to precut one pair of straight strands for every three pairs of draped strands.

Lowering the draped strands is an effective way to decrease end region cracking. *Okumus et al. 2013* identified that lowering and spreading the draped strands can eliminate inclined cracks. However, this method is not recommended for heavily prestressed beams, since lowering the draped strands may reduce the



number of straight strands, which can be used in the bottom flange, and consequently the beam capacity. *Ronanki et al. 2017* stated that using lowering the draped strands in combination with debonding is highly efficient in controlling end region cracking.

Concerning vertical post-tensioning, additional investigation is needed before this method would be widely used. *Ross et al. 2014* stated that vertical post-tensioning prevents horizontal web-splitting cracks, but contributes to inclined web cracks.

*Tuan et al. 2004* and *Arab et al. 2014* found that the distribution of half of the splitting reinforcement within a distance of  $h/8$  from the beam end and the distribution of the remainder between  $h/8$  and  $h/2$  is efficient in controlling end zone cracks.

As regards the analysed design standard requirements, the *fib Model Code for Concrete Structures 2010* provides provisions for preventing bursting, spalling, and splitting cracks in the end region of pretensioned concrete members, whereas *PN-EN 1992-1-1:2008*, *PN-EN 1992-2:2010*, and *ACI 318-14* have no requirements concerning pretensioned member end zone design.

## 7. Acknowledgments

This paper was created as a part of the implementation of the BKM 504/RB6/2017 project at the Department of Structural Engineering of the Silesian University of Technology.

## 8. References

AASHTO, 2017, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition", Washington, D.C., USA.

ACI 318-63, 1963, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)", ACI, Detroit, MI, USA.

ACI 318-71, 1971, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", ACI, Detroit, MI, USA.

ACI 318-95, 1995, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)", ACI, Farmington Hills, MI, USA.

ACI 318-14, 2014, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)", ACI, Farmington Hills, MI, USA.

Arab A., Badie S.S., Manzari M.T., Khalegi B., Seguirant S.J., Chapman D., 2014, "Analytical Investigation and Monitoring of End-Zone Reinforcement of the Alaskan Way Viaduct Super Girders", *PCI Journal*, Vol. 59, No. 2, pp. 109-128.

Castrodale R.W., Lui A., White C.D., 2002, "Simplified Analysis of Web Splitting in Pretensioned Concrete Girders", *Proceedings, PCI/FHWA/NCBC Concrete Bridge Conference*, Nashville, TN, USA.

CEB, 1993, "CEB-FIP Model Code 1990", Thomas Telford, London, UK.

Dunkman D.A., 2009, "Bursting and Spalling in Pretensioned U-Beams", Thesis, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA.

fib, 2013, "fib Model Code for Concrete Structures 2010", Ernst & Sohn, Berlin, Germany.

Gamble W.L., 1997, "Comments on 'Release Methodology of Strands to Reduce End Cracking in Pretensioned Concrete Girders' by Kannel, French & Stolarski", PCI Journal, Vol. 42, No. 4, pp. 102-103.

Gergely P., Sozen M.A., 1967, "Design of Anchorage Zone Reinforcement in Prestressed Concrete Beams", PCI Journal, Vol. 12, No. 4, pp. 63-75.

Guyon Y., 1955, "Prestressed Concrete 2nd ed.", F.J. Parsons, London, UK.

Hamilton H.R., Consolazio G.R., Ross B.E., 2013, "End Region Detailing of Pretensioned Concrete Bridge Girders", University of Florida, Gainesville, FL, USA.

Hendy C.R., Smith D.A., 2007, "Designers' Guide to EN 1992-2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 2: Concrete Bridges", Thomas Telford, London, UK.

Itani R.Y., Galbraith R.L., 1986, "Design of Prestressed Concrete Girders Without End Blocks", Washington State University, Washington, D.C., USA.

Kannel J., French C., Stolarski H., 1997, "Release Methodology of Strands to Reduce End Cracking in Pretensioned Concrete Girders", PCIJ, Vol. 42, pp. 42-54.

Kizilarlan E., Okumus P., Oliva M., 2016, "De-bonding Strands as an Anchorage Zone Crack Control Method for Pretensioned Concrete Bulb-Tee Bridge Girders", Proceedings, Istanbul Bridge Conference, Istanbul, Turkey.

Lenschow R.J., Sozen M.A., 1965, "Practical Analysis of the Anchorage Zone Problem in Prestressed Beams", ACI Journal, Vol. 62, No. 79, pp. 1421-1439.

Marshall W.T., Mattock A.H., 1962, "Control of Horizontal Cracking in the Ends of Pretensioned Prestressed Concrete Girders", PCI J, Vol. 7, pp. 56-75.

Mirza J.F., Tawfik M.E., 1978, "End Cracking of Prestressed Members during Detensioning", PCI Journal, Vol. 23, No. 2, pp. 67-78.

NCHRP Report 654, 2010, "Evaluation and Repair Procedures for Precast/Prestressed Concrete Girders with Longitudinal Cracking in the Web", Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.

Okumus P., Olivia M.G., 2013, "Evaluation of Crack Control Methods for End Zone Cracking in Prestressed Concrete Bridge Girders", PCI J, Vol. 58, pp. 91-105.

PCI Committee on Quality Control Performance Criteria, 1985, "Fabrication and Shipment Cracks in Precast or Prestressed Beams and Columns", PCI Journal, Vol. 30, No. 3, pp. 2-27.

PN-EN 1168+A3:2011, 2011, "Prefabrykaty z betonu - Płyty kanałowe", PKN, Warsaw, Poland.

PN-EN 1992-1-1:2008, 2008, "Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków", PKN, Warsaw, Poland.

PN-EN 1992-2:2010, 2010, "Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 2: Mosty z betonu - Obliczanie i reguły konstrukcyjne", PKN, Warsaw.

Ronanki V.S., Burkharter D.I., Aaleti S., Song W., Richardson J.A., 2017, "Experimental and Analytical Investigation of End Zone Cracking in BT-78 Girders", Engineering Structures, Vol. 151, pp. 503-517.

Ross B., Willis M., Hamilton H. R., Consolazio G., 2014, "Comparison of Details for Controlling End-Region Cracks in Precast, Pretensioned Concrete I-Girders", PCI Journal, Vol. 59, No. 2, pp. 96-108.

Tadros M.K., Badie S.S., Tuan C.Y., 2007, "Evaluation and Repair Procedures for Precast/Prestressed Concrete Girders with Longitudinal Cracking in the Web", NCHRP 18-14 Interim Report, TRB, Washington, D.C., USA.

Tuan C.Y., Yehia S.A., Jongpitakssee N., Tadros M.K., 2004, "End Zone Reinforcement for Pretensioned Concrete Girders", PCI J, Vol. 49, pp. 68-82.

## **ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE SIŁOSÓW ZAPEWNIAJĄCE REDUKCJĘ ZAGROŻENIA POŻAROWEGO**

### **STRUCTURAL SOLUTIONS USED IN SILOS FOR REDUCING THE FIRE HAZARD**

**Słowa kluczowe:** *silos, pożar, samozapłon, wybuch pyłu, zabezpieczenia przeciwpożarowe*

#### **1. Wprowadzenie**

Silosy można podzielić ze względu na przechowywany materiał. Pierwszą grupą silosów są silosy na materiały sypkie takie jak: zboża, trociny, zrębki, pellety, pył drzewny, granulaty tworzyw sztucznych, itp. Druga grupa silosów jest przeznaczona na przechowywanie materiałów organicznych, które przy kontakcie z tlenem utleniają się i może pogarszać się ich jakość. Takie materiały to np. kiszonka, wilgotne zboża (np. kukurydza).

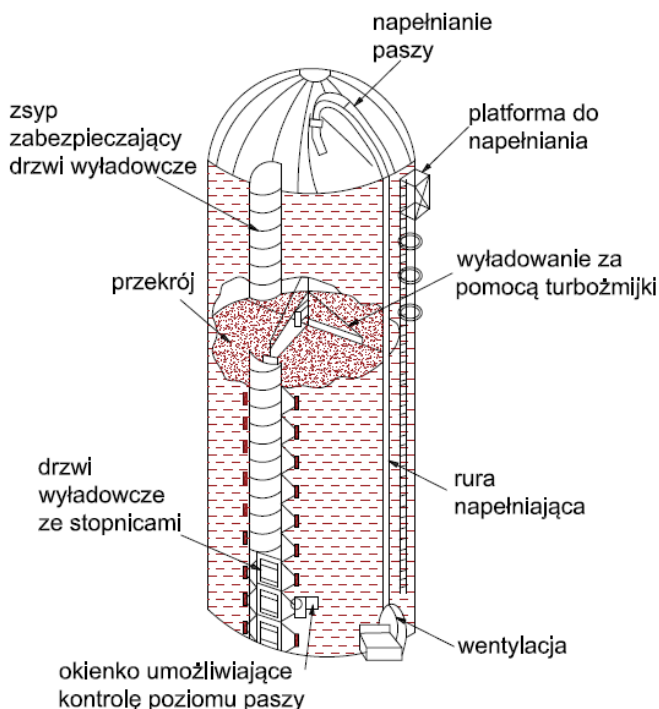
Pierwszą grupę materiałów przechowuje się w silosach konwencjonalnych z dostępem tlenu, natomiast do przechowywania drugiej grupy konieczne są silosy szczelne z ograniczonym dostępem tlenu. Podstawowe różnice w budowie silosów oraz zabezpieczenia przed pożarem zostaną omówione w dalszej części niniejszego opracowania.

#### **2. Zagrożenia pożarem i wybuchem w silosach na materiały sypkie**

##### **2.1. Przyczyny wybuchu materiału składowanego w silosach**

Silosy na materiały sypkie są wykonywane jako silosy z dostępem tlenu. Materiałem, z którego są wykonane silosy jest stal lub beton. Ich funkcja polega na stałym dopływie tlenu. Cechami charakterystycznymi są rynny wyładowcze umieszczone pionowo na długości zsypu, luźno wbudowana bądź otwarta kopuła górna, co kilka metrów znajdują się drzwi wyładowcze oraz stalowa klatka zabezpieczająca drabinę zewnętrzną. Na Rys. 1 przedstawiono budowę takiego silosu.

Materiały sypkie przechowywane w silosach mogą być pyłące. Stąd też najczęstszą przyczyną pożaru jest wybuch pyłu unoszącego się nad składowanym materiałem.



Rys.1. Budowa silosa z doływem tlenu wg USFA-TR-096 1998

Wybuch pyłu jest spowodowany przez unoszącą się mieszaninę pyłu i powietrza wewnątrz komory silosu oraz jej kontakt ze źródłem ciepła (gorące powierzchnie bądź iskry z instalacji elektrycznej). Wybuch może powodować także ciepło wydzielane z żarówek oświetleniowych. Jako temperaturę zapłonu przyjmuje się 400 – 500°C, a jako dolną granicę stężenia pyłu powodującego wybuch nawet 20g/m<sup>3</sup>.

Materiały sypkie organiczne wystawione na działanie ciepła uwalniają gazy palne. Sam materiał lub stałe pozostałości rozkładu palą się poprzez utlenianie na powierzchni cząstek stałych.

Poniżej przedstawiono reakcję spalania pyłu:



gdzie:

$P$  – symbolizuje pył.

Na ryzyko wystąpienia pożaru mają wpływ także właściwości przechowywanego materiału. Materiały o dużej porowatości mają większą powierzchnię, co przyspiesza wypalanie cząstek stałych. Jednak ugaszenie materiału porowatego jest znacznie łatwiejsze niż w przypadku materiałów sproszkowanych o niskiej gęstości (np. pył drzewny, mąka). Przy niskim poziomie napełnienia silosu wstrzykiwanie gazu obojętnego do materiałów sproszkowanych powoduje uniesienie się chmury pyłu i zwiększa ryzyko wybuchu.

## 2.2. Rozwiązania zmniejszające zagrożenie pożarowe

Działania zapobiegające bądź minimalizujące wybuch polegają na zapobieganiu powstaniu mieszanin wybuchowych poprzez wentylację, zapobieganiu powstaniu źródła zapłonu, zastosowaniu lekkich dachów, barier przeciwybuchowych, stosowanie zasuw lub przegród chroniących przed rozprzestrzenieniem się pożaru do pozostałych części obiektu, oraz stosowanie klap wybuchowych lub płytek bezpieczeństwa minimalizujących ciśnienie wybuchu.

Ochronę przed skutkami wybuchu prowadzi się w trzech obszarach:

- odpowietrzanie wybuchu (odciążanie wybuchu)
- tłumienie wybuchu
- izolacja wybuchu.

Odpowietrzanie wybuchu polega na wyprowadzeniu ciśnienia na zewnątrz silosa do bezpiecznego poziomu ciśnienia wewnętrznego. Układy służące do odpowietrzenia silosu to są: panele dekompresyjne (płytki bezpieczeństwa), kłapy wybuchowe z mechanizmem samozamykającym oraz bezpłomieniowe układy odciążające.

Panele przeciwybuchowe zapobiegają wytworzeniu się niedopuszczalnie wysokiego ciśnienia wewnątrz silosu, które jest spowodowane wybuchem pyłu. Panele otwierają się we właściwym momencie i dzięki temu następuje wyrównanie ciśnienia wewnętrznego z zewnętrznym. Jest to bardzo prosta i skuteczna forma ochrony. Przykładowe zastosowanie paneli przeciwybuchowych przedstawione zostało na Rys. 2.



Rys. 2. Przykładowe zastosowanie paneli przeciwybuchowych  
wg Łapko, Prusiel 2011

Przy stosowaniu paneli przeciwybuchowych należy wyznaczyć w ich obrębie strefę zagrożenia, która może sięgać nawet kilkadziesiąt metrów.

Do odpowietrzania wybuchu służą również klapy wybuchowe z mechanizmem samozamykającym. Ich działanie polega na otwarciu się klapy w momencie wybuchu. Zaraz po odciążeniu wybuchu następuje samoistne zamknięcie klapy, dzięki czemu odcina się dopływ powietrza i chroni przed rozwojem pożaru. Przykładowe rozwiązanie klapy wybuchowej przedstawione zostało na Rys. 3.



Rys. 3. Klapy wybuchowe

Źródło: <https://www.grupa-wolff.eu/bezpieczenstwo-wybuchowe/>

Częstym problemem jest skierowanie ciśnienia wybuchu na zewnątrz silosu do bezpiecznej strefy. Wydobywające się płomienie mogą być źródłem wybuchu wtórnego. Zahamowanie tego zjawiska określa się bezpłomieniowym uwolnieniem ciśnienia wybuchu. Jest to system składający się z płytek bezpieczeństwa i umieszczonych nad nimi tłumików płomieni. Zastosowanie tłumika płomieni zapobiega wydostaniu się pyłów i płomieni z wentylowanych pomieszczeń, dzięki czemu nie powstanie źródło zapłonu dla wybuchów wtórnych poza silosem. Tłumiki płomieni charakteryzuje również łatwy montaż oraz niewielkie gabaryty, a także możliwość ponownego stosowania po wybuchu, jedynie wymianie ulega płytka bezpieczeństwa. Przykład tłumika płomieni, bezpłomieniowego urządzenia odciążającego, przedstawiony został na Rys. 4.



Rys. 4. Bezpłomieniowe urządzenie odciążające

Źródło: <https://www.grupa-wolff.eu/bezpieczenstwo-wybuchowe/>



Tłumienie wybuchu polega na rozpoznaniu początkowej fazy wybuchu oraz szybkiej reakcji (np. wtrysk gazu obojętnego) zapobiegającej powstaniu nadmiernego ciśnienia i w rezultacie pożaru. System tłumienia całkowicie likwiduje skutki wybuchu i nie dopuszcza do powstania pożaru. Wybuch zostaje stłumiony od razu po powstaniu atmosfery wybuchowej. Na system tłumienia wybuchu składają się: butle z czynnikiem gaszącym, czujniki wybuchu optyczne, czujniki wybuchu ciśnieniowe, centrala sterująca. Czujniki wybuchu mają za zadanie jak najwcześniejsze sygnalizowanie powstałego zagrożenia.



Rys. 5. Czujniki wybuchu optyczne i ciśnieniowe

Źródło: <https://www.grupa-wolff.eu/bezpieczenstwo-wybuchowe/>

Dynamiczny czujnik ciśnienia wykrywa niebezpieczny wzrost ciśnienia i przy przekroczeniu ustawionej wartości przesyła sygnał do centrali sterującej. Czujniki te reagują natychmiast i są odporne na narastające nadciśnienie oraz przemysłowe warunki otoczenia. Natomiast czujniki optyczne służą od wykrywania iskier i płomienia w zamkniętych kanałach i rurociągach. Na Rys. 5. pokazane zostały przykładowe czujniki wybuchu.

Butle z czynnikiem gazowym (najczęściej stosuje się azot) są zamknięte za pomocą płytki bezpieczeństwa, która po sygnale z jednostki sterującej zostaje wycięta za pomocą spirali rozcinającej.

Niestety mimo zastosowania tłumienia wybuchu ciągle istnieje możliwość rozprzestrzenienia się eksplozji pyłów poprzez instalacje (układ rur, kanałów, przewidy). Do izolacji wybuchu służą mechaniczne przegrody takie jak: kłapa zwrotna, zawór odcinający montowany w rurociągach, zasuwy odcinające sterowane przez czujniki wybuchu. Na Rys. 6. przedstawiono zawór odcinający oraz zasuwę odcinającą.



Rys. 6. Zawór odcinający i zasuwa odcinająca

Źródło: <https://www.grupa-wolff.eu/bezpieczenstwo-wybuchowe/>

### 3. Silosy na materiały organiczne reagujące z tlenem

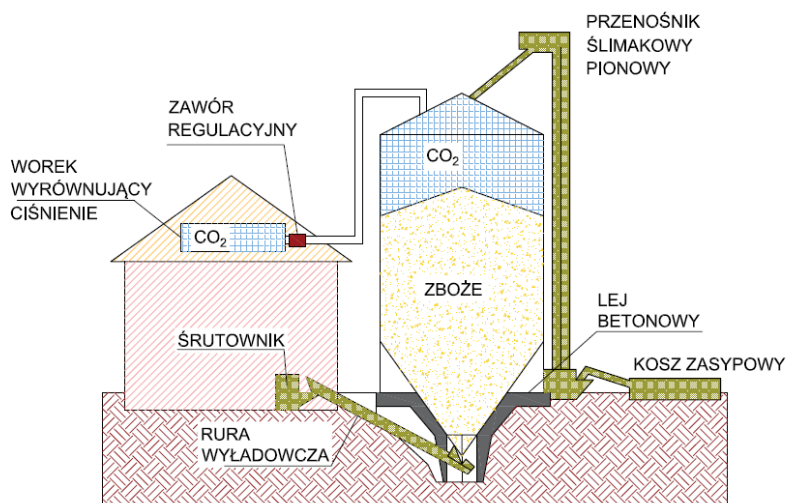
#### 3.1. Przyczyny pożaru w silosach szczelnych

Do przechowywania materiałów organicznych, które przy kontakcie z tlenem ulegają utlenianiu, stosuje się silosy szczelne z ograniczonym dostępem tlenu. Silosy te mogą być wykonane jako stalowe, betonowe bądź z włókna szklanego.

Główną funkcją silosów szczelnych jest maksymalne ograniczenie dostępu tlenu. Silosy te cechuje solidna, szczelna konstrukcja, brak otworów na silosie, brak rynny rozładunkowej na zewnątrz silosu, rura napędzająca nie może sięgać górnej części kopuły, drzwi napędzające są umieszczone w wierzchołku dachu. Napędzanie wykonuje się od góry, natomiast opróżnianie z dołu silosa. Na dachu montuje się podwójne zawory wyrównujące ciśnienie, oraz luki dachowe. Drzwi dostępu znajdują się na poziomie gruntu z blokadami bezpieczeństwa.

W silosach szczelnych przechowywane są materiały ulegające fermentacji, takie jak kiszonka, czy wilgotne zboża. Dostęp tlenu do tych silosów nie tylko zwiększa ryzyko pożarowe, ale także pogarsza jakość przechowywanego materiału. Na Rys.7. przedstawiono schemat technologiczny silosa na kukurydzę, na podstawie którego można opisać budowę i cechy tego typu silosów.

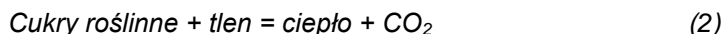
Silosy na wilgotną kukurydzę różnią się od typowych silosów zbożowych poprzez specjalny system wybierania wilgotnego ziarna. Do tego celu służy przenośnik ślimakowy pionowy. Natomiast śrutownik pozwala zachować optymalny skład paszy. Zmiany ciśnienia i temperatury w silosie są regulowane poprzez zawór regulacyjny  $\text{CO}_2$  i zewnętrzny worek wyrównawczy. Worki wyrównawcze mogą być mocowane także wewnątrz silosu i połączone z powietrzem zewnętrznym.



Rys. 7. Schemat technologiczny silosa na wilgotną kukurydzę na podstawie <http://www.zbiorniki-silosy.pl>

Materiały przechowywane w silosach z ograniczonym dostępem tlenu są to głównie kiszonki i zboża wilgotne, zebrane i od razu składowane. Takie materiały ze względu na aktywność biologiczną, utlenianie chemiczne oraz przemieszczanie się wilgoci wewnątrz materiału są zdolne do samozapłonu. Podczas procesu fermentacji powstaje CO<sub>2</sub>, który konserwuje kiszonkę.

Reakcja fermentacji kiszonki:

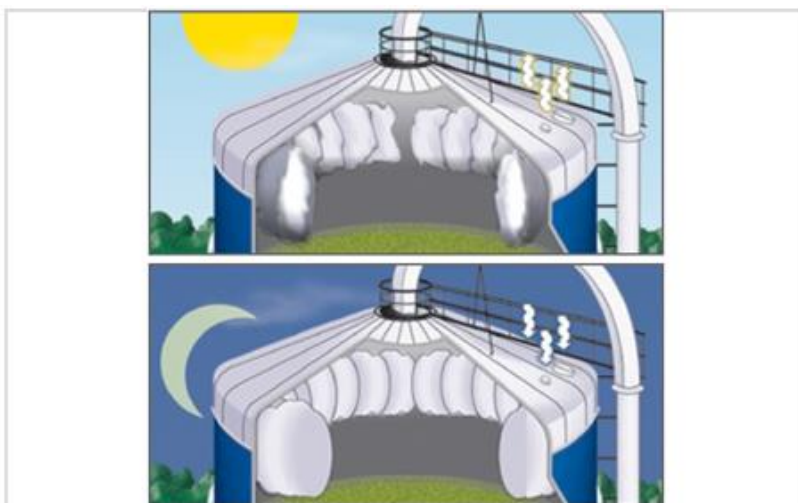


Gdy jest za dużo wydzielonego ciepła następuje wtedy samozapłon. Dlatego należy ograniczyć do minimum ilość tlenu przedostającego się do wnętrza silosu.

Na zagrożenie pożarowe ma także wpływ wilgotność przechowywanej kiszonki. Wilgotność poniżej 13% podczas załadunku zapobiega wystąpieniu samozapłonu, natomiast pogarsza jakość kiszonki jako paszy. Wilgotność powyżej 20% powoduje samozapłon przy niezbędnej do tego ilości powietrza. Dlatego najlepiej jest przechowywać kiszonkę w wilgotności 13-20%, gdzie istnieje ryzyko samozapłonu, ale nie jest ono tak duże jak przy większej wilgotności, natomiast jakość kiszonki jest utrzymana na dobrym poziomie.

### 3.2. Rozwiązania zmniejszające zagrożenie pożarowe

Silosy, najczęściej wystawione są na działanie bardzo różnych temperatur, które znacznie wpływają na poziom ciśnienia wewnętrznego. Dlatego też montuje się worki odpowietrzające, które służą do kontroli ciśnienia wewnątrz silosu. Podczas gdy silos jest wystawiony na działanie słońca, wypychany jest gaz z worków na zewnątrz. Natomiast w nocy, gdy na zewnątrz jest chłodniej gaz kurczy się a powietrze z zewnątrz jest wciągane do worka. Worki wyrównawcze wychwytyją gazy w silosie podczas okresów ekspansji ciepła i wypuszczają powietrze z worka na zasadzie kurczenia się, gdy silos jest chłodzony. Działanie worków odpowietrzających przedstawione zostało na Rys. 8.



Rys.8. Działanie worków odpowietrzających <http://silosbleus.com>

Worki odpowietrzające mocowane są na samej górze silosu. Wewnętrzna przestrzeń worka połączona jest z powietrzem zewnętrznym, natomiast zewnętrzna powierzchnia worka jest poddawana ciśnieniu wewnątrz silosu. Zmniejszenie ciśnienia wewnętrznego powoduje rozszerzenie worka, natomiast wzrost ciśnienia powoduje kurczenie się worka zapewniając w ten sposób wyrównanie ciśnienia.

Worek odpowietrzający mocuje się do dachu silosa za pomocą pojedynczego uchwytu, tak aby nie został przyklejony do powierzchni dachu podczas podnoszenia w górę lub rozszerzania się. W wielu miejscach worka są przymocowane linki i sznury zwrócone do środka silosu. Dzięki temu możliwe jest bez wchodzenia do środka silosu wyciągnięcie worka i jego wymiana. Jest to bardzo ważne ze względu na bezpieczeństwo, ponieważ kiszonka produkuje znaczne ilości dwutlenku węgla.

Do szczelnych silosów betonowych stosuje się zewnętrzne worki odpowietrzające. Powodują maksymalną wydajność i oszczędzają miejsce w silosie. Przykład wewnętrznych i zewnętrznych worków odpowietrzających przedstawiony został na Rys. 9.



Rys. 9. Przykłady worków odpowietrzających zewnętrznych i wewnętrznych  
<http://www.breatherbags.biz>

Stosowanie zaworów upustowych jest ostatecznym środkiem zapobiegawczym w przypadku powstania warunków niebezpiecznych wewnątrz silosu. Podciśnienie wewnątrz silosu, bądź nagły wzrost ciśnienia musi być natychmiast wyrównane. Pokrywy zaworu upustowego są utrzymywane przez spiralne sprężyny do czasu, gdy ciśnienie pozostaje na stabilnym poziomie. Pokrywa jest szczelnie zamknięta do czasu gdy siła wywierana przez wewnętrzne ciśnienie nie będzie większa niż siła oporu sprężyny. Gdy zadana wartość ciśnienia zostaje przekroczona następuje wypchnięcie pokrywy w górę i natychmiastowe wyrównanie ciśnień. Centralny okrągły otwór zewnętrznej pokrywy jest zamknięty od spodu za pomocą jednej sprężyny. W przypadku podciśnienia w silosie następuje ściśnięcie sprężyny

i opadnięcie pokrywy. Dzięki temu powietrze z zewnątrz wchodzi do silosu i ciśnienie zostaje wyrównane, a pokrywa centralna zostaje zamknięta. Na Rys. 10. przedstawiono przykładowy zawór upustowy wyrównujący ciśnienie.



Rys. 10. Zawór upustowy wyrównujący ciśnienie <http://www.bulksystem.pl/>

#### 4. Uwagi końcowe

Wybuchy pyłów materiałów sypkich są najczęstszą przyczyną awarii i katastrof w silosach. Dlatego ważne jest projektowanie silosów tak, aby była zapewniona wentylacja przez otwory w strefie nadkomorowej. Warunkiem minimalizacji ryzyka pożaru jest zastosowanie czujników iskier, czujników temperatury, oraz czujników stężenia gazu (np. CO i CH<sub>4</sub> w przypadku biomasy). Czujniki iskier powinny być zainstalowane w systemach transportowych, w celu redukcji ryzyka zapłonu spowodowanego zewnętrznymi źródłami. W silosie powinien być przeprowadzany ciągły pomiar temperatury. Czujniki temperatury mogą być przymocowane do dachu i spuszczone na linach do wnętrza silosu. Ilość oraz rozmieszczenie czujników zależy od średnicy silosa.

Natomiast silosy przechowujące materiały ulegające fermentacji muszą być projektowane jako silosy szczelne. W takich silosach bardzo łatwo o wystąpienie samozapłonu przy zbyt dużej ilości tlenu. Rozwiązaniem minimalizującym wystąpienie ryzyka samozapłonu mogą być wyrównawcze worki odpowietrzające i dwukomorowe zawory upustowe, które regulują ciśnienie wewnątrz silosu. W takich silosach warto również monitorować temperaturę wewnątrz materiału magazynowanego. Istotny jest również pomiar wilgotności. Ocena poziomu temperatury i wilgotności pozwoli ocenić czy istnieje ryzyko samozapłonu oraz podjąć właściwe kroki w celu ugaszenia pożaru, gdy już nastąpił samozapłon.

#### 5. Bibliografia

Brzezińska D., Nowak S., 2014, „Jak ugasić pożar w biomase”, *Chemia Przemysłowa* 4-5/2014.

Ditlev J., Orrainen M., 2013, „European Guideline. Protection against self-ignition and explosions in handling and storage of silage and fodder in farms”, CFP Europe, Kopenhaga, Helsinki.

Ebbinghaus J., 1965, „Breather Bag Construction. Patent”, USA.

Kobiela S., Hutnik E., 2009, „Projektowanie i budowa betonowych silosów na kiszonki”, Dolnośląskie wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław.

Krause U., 2009, „Fires in Silos. Hazards, Prevention, and Fire Fighting”, WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim.

Łapko A., Prusiel J., 2011, „Ocena zagrożeń eksplozją pyłów w silosach w świetle norm europejskich”, Awarie budowlane.

Persson H., 2013, „Silo Fires. Fire extinguishing and preventive and preparatory measures”, Swedish Civil Contingencies Agency (MSB)

Tejchman J., 2010, „Budownictwo przemysłowe. Obliczanie i konstrukcja silosów.”, Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk.

Tuomisaari M., Baroudi D., Latva R., 1998, „Extinguishing smouldering fires in silos – Brandforsk project 745-961”, Espoo, Finland.

U.S. Fire Administration/Technical Report Series Special Report: The Hazards Associated with Agricultural Silo Fires, USFA-TR-096/April 1998.

### **Źródła internetowe:**

<http://www.breatherbags.bizz>

<http://www.bulksystem.pl/>

<http://www.elfab.com>

<https://www.gospodarz.pl>

<https://www.grupa-wolff.eu/bezpieczenstwo-wybuchowe/>

<http://silosbleus.com>

<http://www.zbiorniki-silosy.pl>



**Aleksandra Pilas** - 3 rok, studia I stopnia

*aleksandra.pilas@gmail.com*

**Małgorzata Urbaniak** - 1 rok, studia II stopnia

*urbaniakmalgosia@gmail.com*

Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

Opiekun naukowy dr inż. Teresa Seruga

## **ELEMENTY BETONOWE ZBROJONE PRĘTAMI GFRP – BADANIA I WYMIAROWANIE NA PODSTAWIE NORM AMERYKAŃSKIEJ I ROSYJSKIEJ**

### **GFRP-REINFORCED CONCRETE ELEMENTS – RESEARCH AND DESIGN BASED ON AMERICAN AND RUSSIAN STANDARDS**

**Słowa kluczowe:** *zbrojenie kompozytowe GFRP, badania doświadczalne, metody obliczeniowe, nośność na zginanie*

W referacie opisano zasady i podano wyniki badań materiałów FRP i belek zbrojonych prętami GFRP. Przedstawiono również wymiarowanie belek w oparciu o amerykańskie i rosyjskie przepisy normowe.

#### **1. Zbrojenie kompozytowe FRP**

Zbrojenie kompozytowe FRP (ang. *Fiber Reinforced Polymer*) składa się z ciągłych włókien osadzonych w żywicy polimerowej. Za wytrzymałość i sztywność kompozytu odpowiadają włókna, natomiast rolą żywicy jest połączenie włókien z zachowaniem odpowiedniej odległości pomiędzy nimi, zabezpieczenie ich powierzchni przed uszkodzeniem oraz przekazywanie na nie naprężeń rozciągających (Szumigala, Pawłowski, 2014). Kompozytowe pręty FRP wykonywane są metodą pultruzji, która polega na przeciąganiu włókien przez sita tworzące sploty, a następnie nasączeniu ich żywicą polimerową, termoutwardzalną w warunkach wysokich temperatur i ciśnienia (Grygo, Kosior-Kazberuk, 2017). W efekcie końcowym kształt, średnica i długość prętów kompozytowych są zależne od technologii stosowanej przez danego producenta.

Pręty FRP klasyfikuje się w zależności od surowca wykorzystanego do produkcji włókien: szklane GFRP (ang. *Glass Fiber Reinforced Polymer*), węglowe CFRP (ang. *Carbon Fiber Reinforced Polymer*), aramidowe AFRP (ang. *Aramid Fiber Reinforced Polymer*) oraz bazaltowe BFRP (ang. *Basalt Fibre Reinforced Polymer*). Zastosowanie tych prętów wynika głównie z niemal całkowitej odporności na korozję, braku przewodzenia elektrycznego, niezakłócania pól elektromagnetycznych oraz niskiej masy prętów przy systematycznym obniżaniu się ceny produktu. Wybrane właściwości zbrojenia kompozytowego oraz wynikające z ich zastosowania korzyści przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyka zbrojenia kompozytowego FRP oraz korzyści wynikające z ich zastosowania (*Brózda, Selejdak 2017*)

Właściwości prętów FRP	Korzyści
Wysoka odporność na korozję	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Zwiększona trwałość oraz wydłużony cykl życia obiektu</li> <li>– Możliwość zmniejszenia otuliny zbrojenia kompozytowego</li> <li>– Brak konieczności wykonywania częstych konserwacji oraz napraw</li> </ul>
Duża wytrzymałość na rozciąganie	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Możliwość zmniejszenia średnicy pręta</li> <li>– Zmniejszenie ciężaru konstrukcji</li> </ul>
Zbliżony do betonu współczynnik rozszerzalności cieplnej	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Zmniejszone ryzyko zerwania zbrojenia oraz uszkodzeń w warstwie betonu pod wpływem zmian temperatury</li> </ul>
Obojętność elektromagnetyczna, elektryczna i elektrostatyczna	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Zbrojenie FRP nie powoduje strat oraz zakłóceń w pracy np. urządzeń przemysłowych</li> <li>– Możliwość wbudowania w obiektach narażonych na wpływ pól elektromagnetycznych</li> </ul>
Bardzo niska przewodność cieplna	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Ograniczenie strat ciepła</li> </ul>
Mała gęstość, łatwość cięcia	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Lekkość</li> <li>– Ułatwienie transportu</li> <li>– Usprawnienie procesu układania zbrojenia</li> </ul>

## 2. Przepisy normowe i wyniki badań materiałowych FRP

Poniżej opisane zostały metody badań FRP określone przez normę rosyjską, w których jedna z autorek referatu uczestniczyła podczas praktyki zawodowej w Moskiewskim Uniwersytecie Inżynierii Lądowej (MGSU, 2017r.).

Aktualnie nie obowiązuje polska ani europejska norma określająca zarówno warunki badań zbrojenia FRP, jak i zasady obliczeń konstrukcji wykorzystujących ten rodzaj prętów. Istnieją normy krajowe, wśród których wyróżnia się amerykańską, kanadyjską, włoską i japońską (*Brózda, Selejdak, 2017*). W referacie rozpatrywać będziemy założenia dwóch norm – amerykańskiej oraz rosyjskiej, odpowiadającej miejscu wykonania badań.

Zgodnie z rosyjską normą GOST 31938-2012, przed przystąpieniem do badań należy określić dla próbek zbrojenia ich geometrię. Należy wyznaczyć średnicę nominalną ( $d_{nom}$ ), określoną poprzez metodę hydrostatyczną i obliczoną zgodnie z wzorem:

$$d_{nom} = \sqrt{\frac{4(m_1 - m_2)}{\pi \rho l}}$$

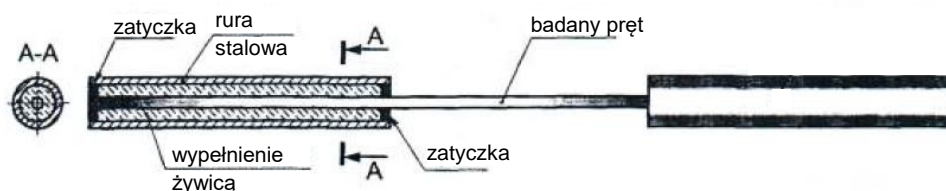
gdzie  $m_1$  – masa próbki na powietrzu,  $m_2$  – masa próbki w wodzie,  $\rho$  – gęstość wody (przyjmowana jako 1),  $l$  – długość próbki.

Długość próbek poddawanych pomiarowi hydrostatycznemu określa się jako dziesięciokrotność średnicy podanej przez producenta. Uzyskaną średnicę nominalną uwzględnia się na dalszym etapie w projektowaniu konstrukcji.

## 2.1. Wytrzymałość na rozciąganie

W celu zbadania wytrzymałości na rozciąganie osiowe FRP należy przygotować próbki o długości co najmniej czterdziestu średnic nominalnych. Z uwagi na małą wytrzymałość materiału na ścianie należy zastosować specjalne uchwyty dla prętów w maszynie wytrzymałościowej. Zniszczenie powinno mieć miejsce w bazie pomiarowej. Wynikiem badania jest wytrzymałość na rozciąganie  $f_u$ , moduł sprężystości podłużnej  $E_f$  oraz graniczne odkształcenie pręta w chwili zerwania  $\varepsilon_u$ .

Badania wykazują wytrzymałość prętów FRP rzędu 1200 MPa (dla GFRP jest to przedział 480-1600 MPa, dla porównania stal osiąga maksymalnie 690 MPa). Pręty podczas rozciągania charakteryzują się zachowaniem liniowo-sprężystym. Nie występują odkształcenia plastyczne. Zniszczenie materiału, w przeciwieństwie do stali, następuje w sposób gwałtowny.



Rys. 1. Typowa próbka zbrojenia FRP w badaniu rozciągania (na podstawie GOST 31938-2012)

## 2.2. Wytrzymałość na ściskanie

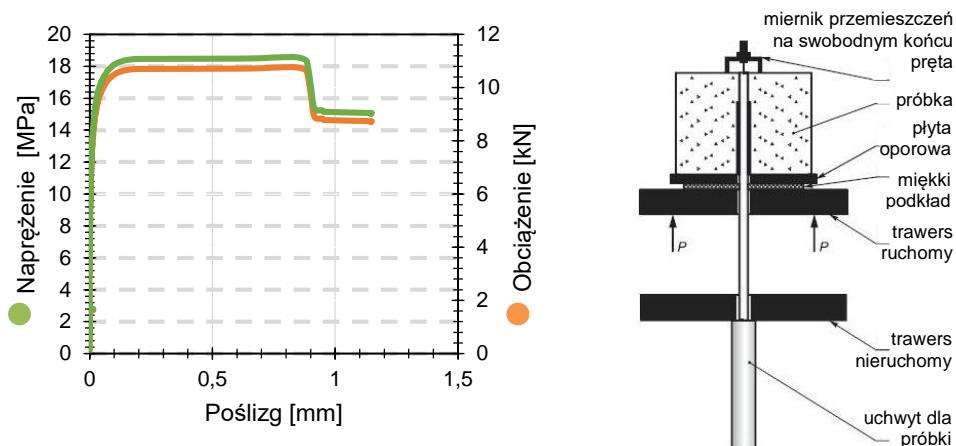
Interesującym przykładem badania, opisanym tylko w normie rosyjskiej GOST, 2012 jest badanie wytrzymałości na ściskanie FRP. Próbką umieszczaną jest pomiędzy dwoma uchwytami, wewnątrz rurki prowadzącej, zapewniającej działanie siły ściskającej w osi pręta. Otwór w centralnej części umożliwia obserwację bazy pomiarowej próbki o długości 50 milimetrów. Konieczna jest możliwość swobodnego przemieszczania pręta względem rurki. Zniszczenie próbki następuje poprzez zmiażdżenie, a wytrzymałość na ściskanie osiąga wartości w przedziale 700 do 900 MPa.

## 2.3. Badanie przyczepności prętów do betonu

Rosyjska norma przewiduje również badanie przyczepności prętów FRP do betonu przeprowadzane w maszynie wytrzymałościowej (forma metody pull-out). Przy przeprowadzaniu tego badania należy wykonać towarzyszące badania wytrzymałości na ściskanie sześciennych kostek betonowych (15 x 15 cm). Próbką do badania wytrzymałości na wrywanie ma postać pręta z jednej strony osadzonego w betonowym prostopadłościanie, z drugiej natomiast zamocowanego w uchwycie (z powodów analogicznych jak przy badaniu wytrzymałości na rozciąganie). Tak przygotowany element umieszcza się między dwoma stalowymi trawersami maszyny wytrzymałościowej (ruchomego u góry i nieruchomego u dołu) i poddaje działaniu siły rozciągającej, powodującej przemieszczanie się pręta w kostce beto-

nowej. Wynikiem testu jest przemieszczenie odnotowane w milimetrach przy danym naprężeniu. W przeprowadzonych badaniach uzyskiwano naprężenia rzędu 16-20 MPa.

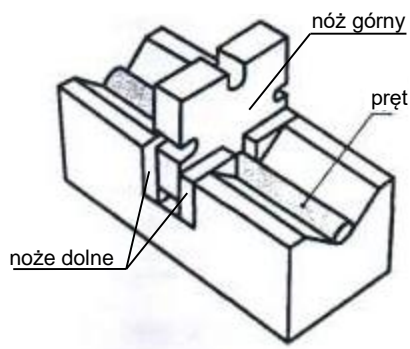
Dla przyczepności prętów FRP do betonu duże znaczenie ma sposób wykonania powierzchni zewnętrznej pręta – pręt może być pokryty posypką piaskową albo owinięty włóknami imitującymi żebra.



Rys. 2. Wykres zależności „naprężenie/obciążenie – poślizg” (archiwum MGSU) oraz typowa próbka zbrojenia FRP w badaniu przyczepności prętów do betonu (na podstawie GOST 31938-2012)

## 2.4. Wytrzymałość na przecinanie

Badanie wytrzymałości na przecinanie wymaga zastosowania w maszynie wytrzymałościowej specjalnych elementów stalowych, tzw. noży, które przesuwając się względem siebie powodują ścięcie próbki znajdującej się pomiędzy nimi. Norma określa długość próbki potrzebnej do przeprowadzenia tego badania jako co najmniej 250 milimetrów.



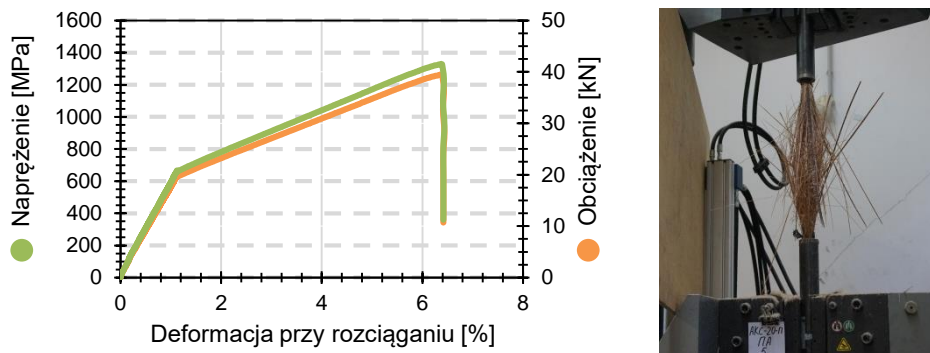
Rys. 3. Schemat zamocowania próbki w maszynie oraz obraz zniszczonych próbek BFRP po przeprowadzeniu badania (wg. GOST 31938-2012, archiwum MGSU)

### 3. Badania belek i towarzyszące przeprowadzone w laboratorium MGSU

W celu określenia właściwości mechanicznych zbrojenia FRP i konstrukcji nim zbrojonych wykonano opisane badania laboratoryjne. W referacie poświęcimy uwagę w szczególności rozciąganiu osiowemu prętów oraz badaniom krótkotrwałym belek na zginanie, na przykładzie zbrojenia GFRP (*rosyjska nazwa – AKS*).

#### 3.1. Badania zbrojenia

W laboratorium materiałów i konstrukcji budowlanych MGSU wykonano badania zbrojenia na rozciąganie na próbkach o średnicy 6 mm w liczbie 6 szt., zgodnie z wymaganiami normy GOST 31938-2012. Pomierzono średnicę nominalną próbek wynoszącą 6,15 mm. Uzyskano wykresy prezentujące zależność „Obciążenie/naprężenie – odkształcenie” (rys. 4) oraz wartości modułów sprężystości dla poszczególnych próbek. Badania wykazały średnie wartości: naprężenia granicznego na poziomie 1351,66 MPa, wydłużenia 2,47% oraz modułu Younga 55,57 GPa.



Rys. 4. Zależność naprężenie/obciążenie – odkształcenie (*archiwum MGSU*) oraz obraz zniszczenia próbki pręta GFRP badanej na rozciąganie (*fot. O. Korniew*)

#### 3.2. Badania belek

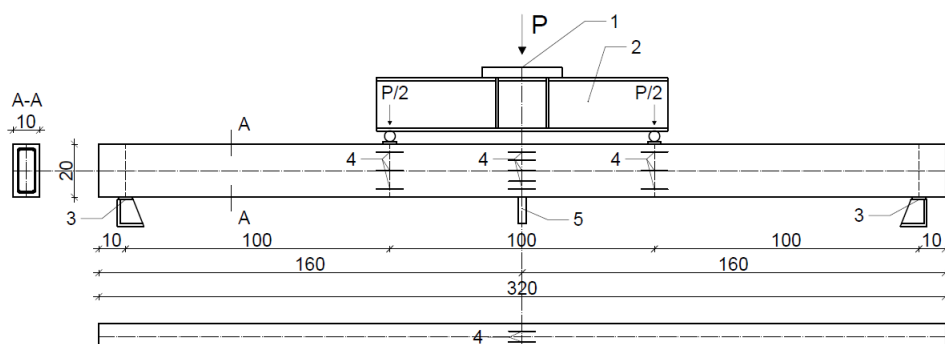
Badania krótkotrwałe belek na zginanie przeprowadzono na trzech belkach o przekroju poprzecznym 10x20 cm, rozpiętości całkowitej 320 cm i rozpiętości w osiach podpór 300 cm. Belki zostały zazbrojone podłużnie prętami GFRP (*ros. AKS*)  $\varnothing 6$  po dwa górą i dołem, o właściwościach określonych w wyżej opisanym badaniu rozciągania osiowego. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion stanowiły pręty stalowe gładkie  $\varnothing 4$ . Do belek przyłożono symetryczne obciążenie dwupunktowe w odległości 1 m od podpór, zgodnie z rysunkiem 5. Pomierzono ugięcia i deformacje przy użyciu tensometrów elektrooporowych i ugięciomierza oraz rozwarcie rys przy pomocy lupki Brinnella.

Wszystkie belki zbrojone prętami  $\varnothing 6$  uległy zniszczeniu w wyniku zerwania prętów w strefie rozciąganej. Dla porównania belki zbrojone prętami  $\varnothing 14$ , także badane w laboratorium MGSU, niszczyły się poprzez zmiażdżenie betonu w strefie

ściskanej, co ukazuje wpływ stopnia zbrojenia na sposób zniszczenia elementu. Wyniki uzyskane podczas badań belek zestawione zostały w tabeli 2.

Tabela 2. Zestawienie wyników badań belek zbrojonych prętami GFRP

Numer belki	Obciążenie niszczące [kN]	Ugięcie [mm]	Maksymalne rozwarście rys [mm]
B1.6.1	22,36	107,84	0,5
B1.6.2	22,19	121,02	0,5
B1.6.3	23,56	139,27	0,5



Rys. 5. Schemat belek badanych na zginanie w laboratorium MGSU;  
1 – miejsce przyłożenia siły, 2 – trawers z dwuteownika, 3 – podpory przegubowe,  
4 – tensometry elektrooporowe, 5 – ugięciomierz (*opracowanie własne*)



Rys. 6. Belka B1.6.3 pod obciążeniem przed zniszczeniem (*fot. O. Korniew*)





Rys. 7. Belka B1.6.3 po zniszczeniu poprzez zerwanie prętów (fot. O. Korniew)

Obliczono nośność badanych belek według normy rosyjskiej SP 63.13330.2012 (algorytm obliczeń, rys.9.). Otrzymano względną wysokość strefy ściskanej  $\xi = 0.119$ , bliską wartości względnej granicznej wysokości strefy ściskanej, wynoszącej  $\xi_R = 0.101$ . Zniszczenie powinno wystąpić w strefie ściskanej betonu, przy sile niszczącej wynoszącej 23.69 kN.

Nośność tych samych belek obliczona według normy amerykańskiej ACI 440.1R-06 (algorytm obliczeń, rys. 8) wynosi 20.81 kN. Zniszczenie następuje wskutek zmiążdżenia betonu, ponieważ stopień zbrojenia  $\rho_f = 0.003$  przekracza wartość graniczną  $\rho_{fb} = 0.002$ .

Nośność określona według obu norm jest zbliżona i stanowi dobre oszacowanie nośności belek uzyskanych w badaniach (tabela 2). Można przypuszczać, że o zniszczeniu przez zerwanie prętów, a nie przez zmiążdżenie betonu decydują inne czynniki niż uwzględniane w obliczeniach, np. utrata przyczepności betonu do zbrojenia (dobrze widoczna na rys.7.).

### 3.3. Wnioski z badań

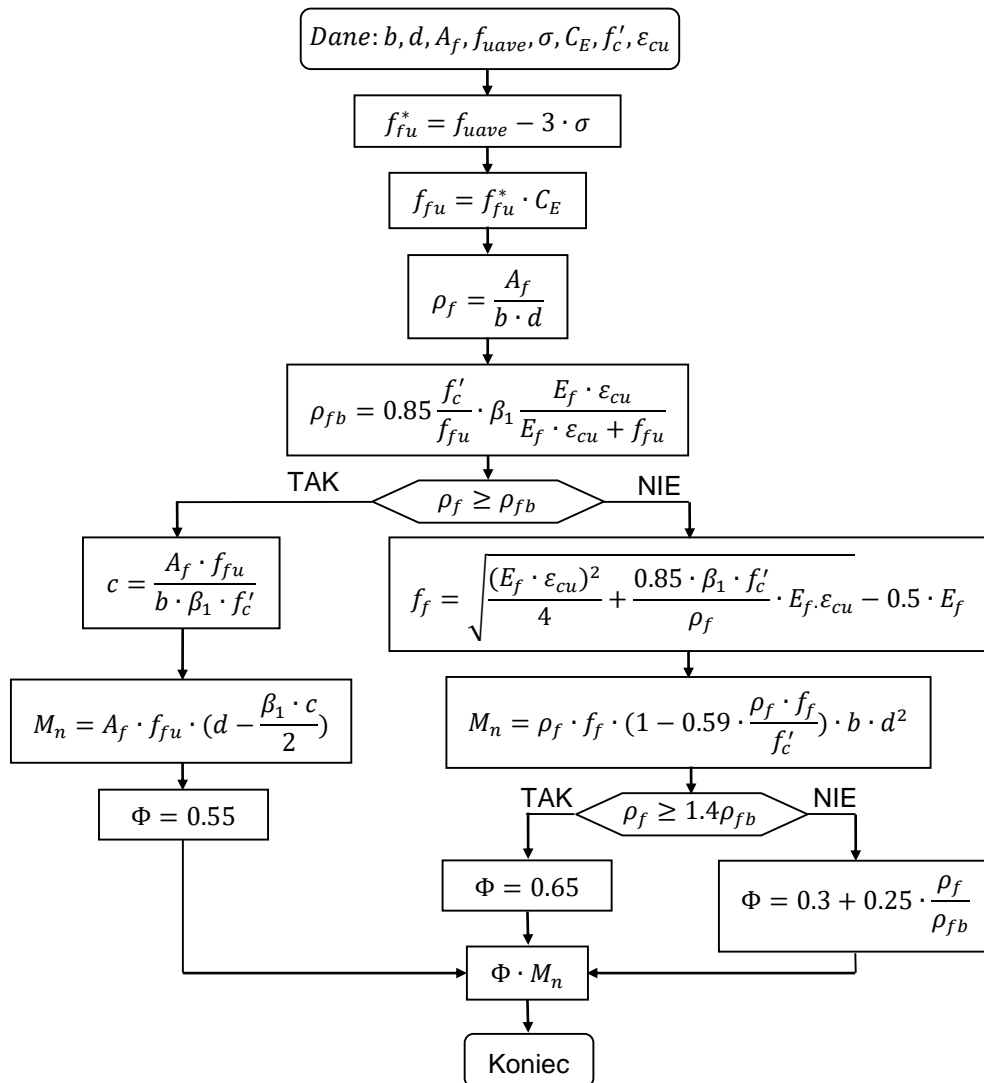
Metody badania prętów FRP są bardziej skomplikowane niż stosowane w odniesieniu do prętów stalowych, co wynika z ich większej kruchości. Wyniki odnoszą się zawsze tylko do pręta o określonej średnicy, a nie do materiału kompozytowego (Szymczak, 2017). Jest to bardzo ważne przy projektowaniu elementów betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi.

Stopień zbrojenia belek warunkuje sposób ich zniszczenia. Przy małym stopniu zbrojenia może nastąpić przez jego zerwanie, a w przypadku przezbrojenia strefy rozciąganej przez zmiążdżenie betonu ściskanego. Optymalny jest taki dobór ilości zbrojenia, aby w pełni były wykorzystane wytrzymałości: betonu na ściskanie i zbrojenia na rozciąganie.

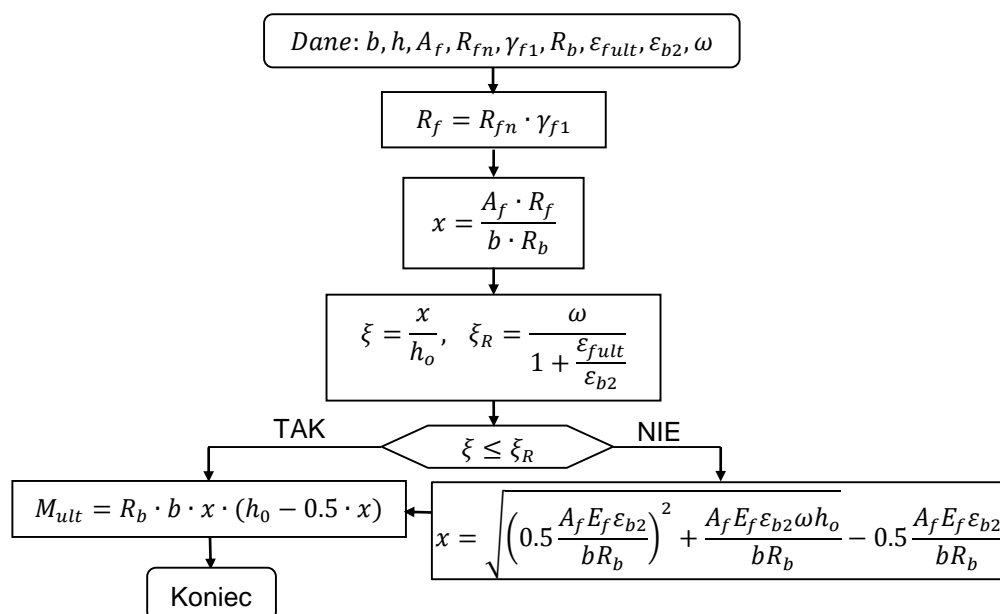
W celu dalszej analizy przeprowadzono porównawcze wymiarowanie belek według normy rosyjskiej i amerykańskiej.

#### 4. Procedury obliczeniowe w wymiarowaniu belek zbrojonych GFRP

W belkach betonowych zbrojonych prętami FRP wyróżniamy opisane powyżej mechanizmy zniszczenia. W związku z liniowo-sprężystą charakterystyką wytrzymałościową prętów kompozytowych, w przypadku gdy stopień zbrojenia w elemencie jest mniejszy od granicznego, następuje jego gwałtowne zerwanie. W sytuacji przebrożenia elementu zginanego zniszczenie jest mniej gwałtowne - zachodzi poprzez zmiężdżenie betonu, który wykazuje niewielką plastyczność (Bywański, Drzazga, Kamiński 2014). Poniżej przedstawiono algorytmy obliczeniowe według norm ACI 440.1R-06 i SP 63.13330.201.



Rys. 8. Algorytm obliczeniowy wg normy ACI 440.1R-06 (opracowanie własne)



Rys. 9. Algorytm obliczeniowy wg normy SP 63.13330.2012 (opracowanie własne)

Legenda użytych oznaczeń (wg norm ACI,2006 i SP,2012, w przypadku dwóch oznaczeń pierwsze dotyczy normy amerykańskiej):

$b$	- szerokość belki
$h$	- wysokość belki
$d, h_o$	- wysokość użyteczna przekroju
$A_f$	- pole powierzchni zbrojenia,
$\rho_f$	- stopień zbrojenia, ACI
$\rho_{fb}$	- graniczny stopień zbrojenia, ACI
$f_{uave}, R_{fn}$	- średnia wytrzymałość na rozciąganie prętów FRP
$f_{fu}, R_f$	- obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie prętów
$f_{fu}^*$	- gwarantowana wytrzymałość na rozciąganie prętów, ACI
$E_f$	- średni moduł sprężystości FRP
$f_c', R_b$	- średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie
$\gamma_{f1}$	- współczynnik redukcyjny zależny od sposobu obciążenia, SP
$C_E$	- współczynnik redukcyjny zależny od warunków środowiska, ACI
$\sigma$	- odchylenie standardowe, ACI
$\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{b2}$	- odkształcenie graniczne w betonie
$\varepsilon_{fult}$	- odkształcenie graniczne prętów FRP, SP
$c, x$	- wysokość strefy ściskanej
$\xi$	- względna wysokość strefy ściskanej, SP
$\xi_R$	- względna graniczna wysokość strefy ściskanej, SP
$\beta_1$	- współczynnik do określania zasięgu strefy ściskanej, ACI
$M_n, M_{ult}$	- nośność przekroju
$\phi$	- współczynnik redukujący nośność, ACI

## 5. Założenia do obliczeń

Z uwagi na niewielkie gabaryty przekroju poprzecznego belki laboratoryjnej przeprowadzono (na podstawie ww. norm) obliczenia belki opisanej w artykule Grygo, Kosior-Kazberuk, 2017, w celu określenia nośności elementu mogącego faktycznie pełnić rolę elementu konstrukcyjnego. Przeanalizowano warianty z różnym stopniem zbrojenia, aby uwzględnić różne modele zniszczenia (zniszczenie belki A następuje poprzez zerwanie prętów, natomiast belki B poprzez zmiążdżenie betonu). Założony przekrój poprzeczny belek wynosi 20 cm na 35 cm.

Przyjęto następujące założenia: istnieje idealna przyczepność betonu do prętów kompozytowych, odkształcenia betonu i zbrojenia są takie same, przekroje płaskie przed obciążeniem są płaskie po obciążeniu, odkształcenia graniczne betonu wynoszą  $\varepsilon_{cu} = 0,003$  wg *ACI,2006* i  $\varepsilon_{b2} = 0,0035$  wg *SP,2012*, wytrzymałość betonu na rozciąganie jest pomijalna i zależność  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla rozciąganego zbrojenia FRP jest liniowa. Zgodnie z normą *ACI,2006* przyjęto współczynnik dla włókien szklanych w warunkach nieagresywnych  $C_E$  oraz współczynnik redukcji  $\Phi$  zależny od stopnia zbrojenia wg algorytmu (rys. 8). W obliczeniach wg normy *SP,2012* przyjęto współczynnik redukcji wytrzymałości na rozciąganie dla elementów znajdujących się na zewnątrz konstrukcji  $\gamma_{f1} = 0,47$ . Przyjęto beton o wytrzymałości  $f'_c = 28 \text{ MPa}$ .

### 5.1. Wyniki obliczeń

Wyniki obliczeń przeprowadzonych wg algorytmów (rys.8. i rys.9.) zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 3. Zestawienie wyników obliczeń

Dane i wyniki	Według <i>ACI,2006</i>		Według <i>SP,2012</i>	
	2 $\varnothing$ 16	3 $\varnothing$ 16	2 $\varnothing$ 16	3 $\varnothing$ 16
Wytrzymałość prętów na rozciąganie	$f_{fu}^* = 612,78 \text{ MPa}$		$R_{fn} = 744,33 \text{ MPa}$	
Gwarantowana/zredukowana wytrzymałość na rozciąganie	$f_{fu} = f_{fu}^* \cdot C_E = 490,22 \text{ MPa}$		$R_f = R_{fn} \cdot \gamma_{f1} = 223,30 \text{ MPa}$	
Pole powierzchni zbrojenia	$A_f = 4,02 \text{ cm}^2$	$A_f = 6,03 \text{ cm}^2$	$A_f = 4,02 \text{ cm}^2$	$A_f = 6,03 \text{ cm}^2$
Stopień zbrojenia/wzgl. wys. strefy ściskanej	$\rho_f = 0,0064$	$\rho_f = 0,0096$	$\xi = 0,040$	$\xi = 0,059$
Jw., wartości graniczne	$\rho_{fb} = 0,0078$		$\xi_R = 0,298$	
Przypadek obliczeniowy	zerwanie prętów	zmiążdżenie betonu	zmiążdżenie betonu	zmiążdżenie betonu
Nośność	$M_n = 58,43 \text{ kNm}$ $\Phi = 0,55$ $\Phi \cdot M_n = 32,13 \text{ kNm}$	$M_n = 45,62 \text{ kNm}$ $\Phi = 0,61$ $\Phi \cdot M_n = 45,62 \text{ kNm}$	$M_{ult} = 37,97 \text{ kNm}$	$M_{ult} = 55,16 \text{ kNm}$

## 5.2. Analiza wyników obliczeń

Przypadek obliczeniowy wynikający w normie amerykańskiej z porównania wartości stopnia zbrojenia z wartością graniczną, a w normie rosyjskiej z porównania względnej wysokości strefy ściskanej z wartością graniczną nie zawsze jest zgodny.

Wyniki obliczeń nośności wg normy rosyjskiej są w analizowanych przykładach wyższe niż wyniki obliczeń wg normy amerykańskiej. Różnica w nośności w odniesieniu do normy rosyjskiej dla belki zbrojonej dwoma prętami  $\phi 16$  wynosi około 15%, a dla belki zbrojonej trzema prętami  $\phi 16$  około 17%.

Według normy amerykańskiej redukcja z uwagi na brak zakresu plastycznego współczynnikiem  $\Phi$  wynosi w zależności od stopnia zbrojenia od 0,55 do 0,65 (rys. 8). Ponadto norma amerykańska uwzględnia warunki środowiskowe przez współczynnik  $C_E$  wynoszący w analizowanym przypadku 0,8.

W interpretacji badań laboratoryjnych nośność belki obliczona wg zaleceń normy amerykańskiej była również mniejsza niż nośność otrzymana w wyniku analizy wg normy rosyjskiej.

Norma rosyjska przewiduje także działanie wyłącznie obciążeń stałych i długotrwałych, co uwzględnia się współczynnikiem redukującym wytrzymałość obliczeniową zbrojenia na rozciąganie  $\gamma_{f1} = 0,3$ . W tym przypadku otrzymane nośności wnoszą odpowiednio: 24,64 kNm i 36,20 kNm.

## 6. Podsumowanie

Pręty kompozytowe wykazują wiele cech, które stawiają je jako alternatywę dla stali w niektórych sytuacjach konstrukcyjnych. Najważniejsza z nich, potwierdzona omówionymi badaniami i obliczeniami, to wysoka wytrzymałość na rozciąganie, zapewniająca elementom konstrukcyjnym znaczną nośność. Ze względu na brak zakresu plastycznego i gwałtowny charakter zniszczenia zależny od stopnia zbrojenia, normy amerykańska i rosyjska zalecają stosowanie współczynników redukcyjnych. W wyniku przeprowadzonej analizy obliczeniowej wykazano, że powoduje to obniżenie nośności o około 50%, co wskazuje na nieefektywne wykorzystanie właściwości wytrzymałościowych tych prętów.

Należy pamiętać, że określane w badaniach właściwości materiałowe przypisuje się prętowi o umownym zakresie nominalnej średnicy produkcyjnej, a nie samemu materiałowi. Wytrzymałość zależy od udziału włókien w żywicznej matrycy, a sposób wykończenia powierzchni pręta warunkuje dobrą przyczepność do betonu (Szymczak, 2017). Większa niż w przypadku prętów stalowych kruchość stanowi poważne ograniczenie zastosowania kompozytów FRP.

Wysoka odporność na korozję, obojętność elektryczna i elektromagnetyczna, a także łatwość cięcia i niska gęstość sprawiają, że obszary głównych zastosowań prętów FRP to budowle poddane agresywnemu oddziaływaniu środowiska, konstrukcje tymczasowe i elementy narażone na oddziaływanie fal elektromagnetycznych. Wówczas pręty FRP mogą posłużyć jako zbrojenie m.in. wianien elektroliptycznych czy fundamentów pod transformatory (Brózda, Selejdak, 2017).

Można przypuszczać, że rozwój technologii zbrojenia prętami FRP postawi przed inżynierami jeszcze wiele wyzwań, w tym próbę opracowania jednolitej euro-

pejskiej normy pozwalającej precyzyjnie uwzględnić ich właściwości w procesie projektowania konstrukcji.

## 7. Bibliografia

ACI 440.1R-06, 2006, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars;

Brózda K., Selejdak J., 2017, Analiza nośności na zginanie belki zbrojonej prętami GFRP na podstawie amerykańskich i włoskich zaleceń projektowych, Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury, 2017;

Bywalski Cz., Drzazga M., Kamiński M., 2014, Obliczanie zginanych belek zbrojonych prętami FRP, Materiały Budowlane, 6/2014;

EN 1992-1-1: Actions on structures Part 1-1: General rules, and rules for buildings;

GOST 31938-2012: Armatura kompozytnaja polimernaja dla armiowanych betonnych konstrukcij;

Grygo R, Kosior-Kazberuk M., 2017, Zbrojenie konstrukcji betonowych niemetalicznymi prętami kompozytowymi FRP, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 8/2017;

Hajirasouliha I., 2009, FRP reinforcement for durable concrete structures, The University of Sheffield;

Pilakoutas K., Guadagnini M., Neocleous K., Matthys S., 2009, Design guidelines for FRP reinforced concrete structures;

SP 63.13330.2012: Betonnyje i żelezobetonnyje konstrukcji. Osnownyje położenija. Aktualizirowanaja redakcija SNiP 52-01-2003;

Szumigała M., Pawłowski D., 2014, Zastosowanie kompozytowych prętów zbrojeniowych w konstrukcjach budowlanych, 2014, Przegląd Budowlany 3/2014;

Szymczak P., 2017, Badania fizycznych i wytrzymałościowych właściwości kompozytowych prętów zbrojeniowych w świetle norm, Przegląd Budowlany 6/2017;

Szymczak P., Olbryk P., Chłostiakow Sz., 2012, Badanie betonowych belek zbrojonych prętami kompozytowymi, Politechnika Łódzka, 2012.



**mgr inż. Iga Rewers**  
*irewers@pk.edu.pl*

**mgr inż. Marcin Tekieli**  
*mtekieli@i5.pk.edu.pl*

Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej  
Opiekun naukowy dr hab. inż. Andrzej Winnicki, prof. PK

## **METODA DIC JAKO ROZSZERZENIE STANDARDOWYCH METOD POMIARÓW NA PRZYKŁADZIE ZGINANEJ BELKI ŻELBETOWEJ**

### **DIC METHOD AS AN EXTENSION OF STANDARD MEASUREMENT METHODS ON THE EXAMPLE OF A REINFORCED CONCRETE BEAM SUBJECTED TO BENDING**

**Słowa kluczowe:** *DIC, wirtualne tensometry, tensometr nasadowy DEMEC, czujniki indukcyjne LVDT, belka żelbetowa, stal wysokiej wytrzymałości*

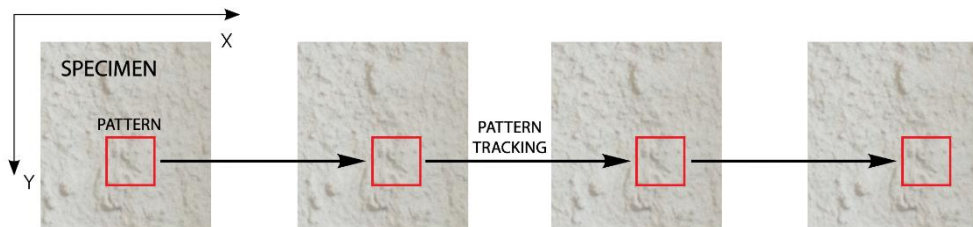
#### **1. Wstęp**

Bezkontaktowe metody pomiaru wizyjnego (ang. *contactless computer vision based measurement methods*) stosowane są w celu rozszerzenia możliwości standardowych systemów pomiarowych opartych na tensometrach lub akcelerometrach. W większości przypadków są w stanie dostarczyć dokładniejszą informację na temat badanego materiału lub konstrukcji niż tradycyjne czujniki przy zachowaniu odpowiednio wysokiej rozdzielczości i stabilności pomiaru. Stabilność pomiaru i jego zgodność z wynikami otrzymywanymi za pomocą tradycyjnych metod pomiaru możliwa jest po odpowiednim przygotowaniu stanowiska badawczego i odpowiednim doświetleniu badanej próbki. Z wykorzystaniem metod optycznych (ang. *optical methods*) możliwe jest wygenerowanie pełnego pola przemieszczeń na powierzchni badanej próbki. Wartość przemieszczenia jest podstawową (pierwotną) wielkością wyznaczaną z wykorzystaniem metod optycznych i na jej podstawie możliwe jest wyznaczenie wielkości pochodnej w postaci odkształcenia próbki (*Bishop 2006, Bremand i in. 2010*).

#### **2. Opis metody DIC**

W celu zapewnienia prawidłowego działania metod opartych na wizji komputerowej (ang. *computer vision based methods*) konieczne jest, aby badana próbka miała odpowiednią powierzchnię, pozwalającą na śledzenie poszczególnych jej fragmentów za pomocą metod korelacyjnych (ang. *correlation based methods*). Aby zapewnić takie warunki w wielu przypadkach konieczne jest naniesienie na próbkę odpowiedniego losowego wzorca o kontrastujących ze sobą elementach lub umieszczenie specjalnych markerów, które również składają się z kontrastujących ze sobą elementów. Śledzenie markerów podczas pomiaru wi-

zyjnego prowadzi do określenia przemieszczeń w oznaczonych za ich pomocą punktach konstrukcji. Do śledzenia markera nazywanego również wzorcem (ang. *pattern tracking*) i określania jego przemieszczenia wykorzystywana jest sekwencja zdjęć zebranych podczas trwania badania przez system wizyjny wyposażony w aparat fotograficzny lub kamerę. Całkowite przemieszczenie markera określone jest jako suma przemieszczeń wyznaczonych na bazie każdych dwóch kolejnych zdjęć. Ideę metody śledzenia wzorca stanowiącego fragment powierzchni badanej próbki przedstawia Rys. 1.



Rys. 1. Śledzenie wzorca z wykorzystaniem sekwencji obrazów

Jedną z metod szeroko wykorzystywanych na różnych polach inżynierii pomiarowej do wyznaczania przemieszczeń i odkształceń w badanych próbkach materiałów jest korelacja obrazów cyfrowych (ang. *digital image correlation*, DIC). Metoda DIC opiera się na wyszukiwaniu maksymalnej wartości współczynnika korelacji między dwoma macierzami zawierającymi całkowite wartości opisujące jasność pikseli (ang. *pixel intensity*) wchodzących w skład odpowiadających sobie fragmentów dwóch obrazów. Wyznaczona wartość równa jest przesunięciu jednego fragmentu obrazu względem odpowiadającego mu fragmentu drugiego obrazu.

Do obliczenia współczynnika korelacji między referencyjnym ( $f$ ) i analizowanym ( $g$ ) fragmentem obrazu, których wymiary są równe i wynoszą  $M \times N$  pikseli, wykorzystano korelację krzyżową ze znormalizowaną średnią opisaną wzorem:

$$CC^{ZMN} = \frac{\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N ((f(i,j) - \mu_f) \times (g(i,j) - \mu_g))}{\sqrt{\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N (f(i,j) - \mu_f)^2} \times \sqrt{\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N (g(i,j) - \mu_g)^2}} \quad (1)$$

gdzie:

- $\mu_f$  – średnia wartość jasności obrazu referencyjnego,
- $\mu_g$  – średnia wartość jasności aktualnie analizowanego obrazu,
- $f(i,j)$  – jasność pojedynczego piksela o współrzędnych  $i$  oraz  $j$  w obrazie referencyjnym,
- $g(i,j)$  – jasność pojedynczego piksela o współrzędnych  $i$  oraz  $j$  w obrazie aktualnie analizowanym.

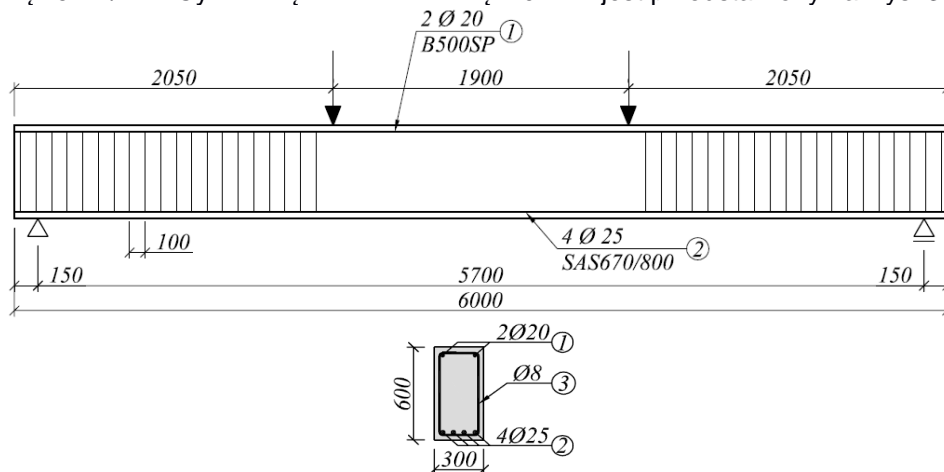
Dzięki zastosowaniu pomiaru sub-pikselowego możliwe było zwiększenie rozdzielczości pomiaru do poziomu 1/50 lub nawet 1/100 całkowitej wielkości piksela. System wizyjny dysponujący taką rozdzielczością pomiaru może być wykorzysty-

wany do badania odkształceń konstrukcji lub próbek wykonanych z dowolnych materiałów od betonu przez materiały kompozytowe i polimerowe po stalowe. Przy zastosowaniu odpowiedniej rozdzielczości sensora optycznego i wysokiej jakości obiektywu możliwe jest uzyskanie rozdzielczości pomiaru zbliżonej do oferowanej przez tradycyjne czujniki tensometryczne, a w odpowiednich warunkach i je przekraczającej. W badaniach zastosowano autorski system wizyjny CivEng Vision oparty na metodzie korelacji obrazów cyfrowych (DIC) (Tekieli i in. 2016, Tekieli i in. 2017).

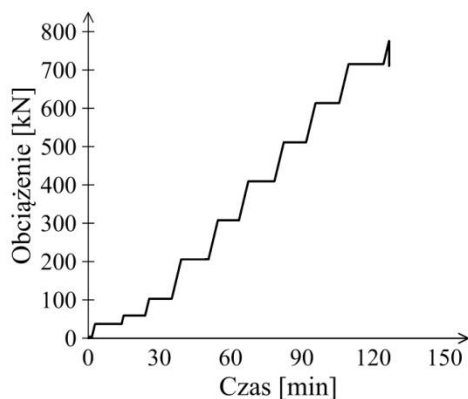
## 2. Opis badania

Podstawą niniejszego opracowania jest badanie belki żelbetowej przeprowadzone w Laboratorium Badawczym Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych L-18, znajdującym się na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

Swobodnie podparta belka żelbetowa została obciążona dwiema siłami skupionymi. W ten sposób uzyskano czteropunktowe zginanie i strefę stałego momentu w środkowej części belki (pomiędzy przyłożonymi siłami). Całkowita długość belki wynosiła 6000 mm, a rozpiętość między podporami - 5700 mm. Wymiary przekroju poprzecznego to  $b=300$  mm,  $h=600$  mm. Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie określona na podstawie badań przeprowadzonych na trzech próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm wyniosła 39,67 MPa. Zbrojenie dolne belki stanowiły cztery pręty  $\phi$  25 mm ze stali SAS 670/800, natomiast jako górne zbrojenie zastosowano dwa pręty  $\phi$  20 mm ze stali B500SP. Zbrojenie na ścinanie stanowiły dwucięte strzemiona o średnicy  $\phi$  8 mm ułożone w rozstawie 100 mm. W środkowej części belki (pomiędzy przyłożonymi siłami skupionymi) nie zastosowano strzemion, by nie wpływały na rozstaw rys. Geometria belki oraz jej zbrojenie przedstawione są na Rys. 2. Odległość pomiędzy punktami przyłożenia obciążenia wynosiła 1,9 m. Obciążenie przykładano w sposób statyczny z prędkością 25 kN/min. Cykl obciążania składał się z 9 faz i jest przedstawiony na Rys. 3.

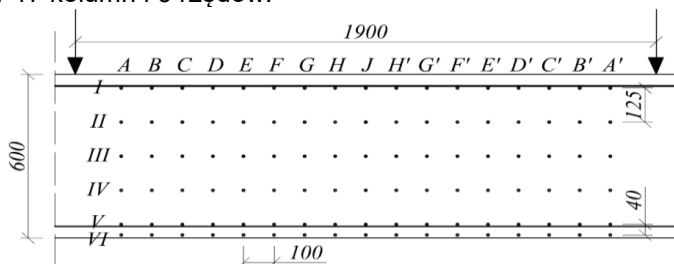


Rys. 2. Schemat statyczny oraz zbrojenie badanej belki



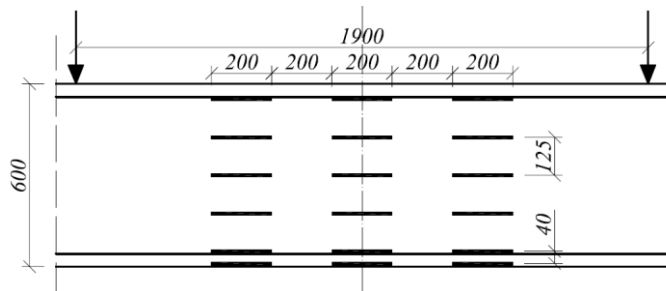
Rys. 3. Przyrost obciążenia w czasie

Odkształcenia betonu na bocznej powierzchni belki, w strefie stałego momentu, odczytywano za pomocą czujnika nasadowego DEMEC o bazie pomiarowej 100 mm. Układ klejonych punktów pomiarowych odwzorowany jest na Rys. 4. Repery tworzyły 17 kolumn i 6 rzędów.



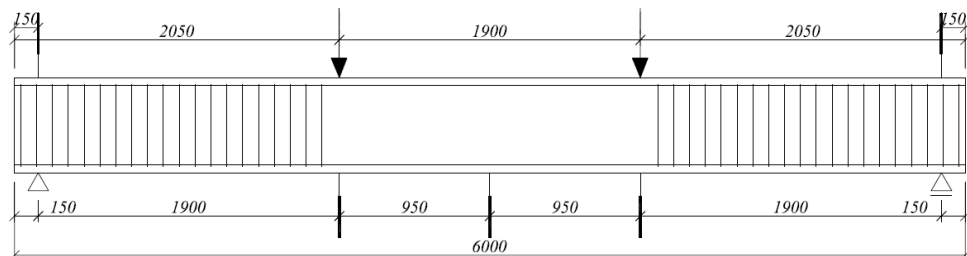
Rys. 4. Rozkład klejonych punktów pomiarowych

Pomiar odkształceń prowadzony był również po drugiej stronie belki przy użyciu czujników indukcyjnych LVDT (linear variable differential transformers) produkcji HBM, o bazie 200 mm. Czujniki zostały rozmieszczone w trzech kolumnach. Oś środkowej kolumny pokrywała się z osią belki, natomiast osie zewnętrznych kolumn czujników mieściły się w odległości 400 mm od osi belki. Każda kolumna składała się z 6 czujników rozłożonych po wysokości belki tak, aby rzędne wysokościowe odpowiadały rzędom reperów znajdującym się po drugiej stronie belki (Rys. 5).



Rys. 5. Ułożenie czujników LVDT mierzących odkształcenia betonu

Dodatkowe czujniki LVDT mierzyły przemieszczenia pionowe belki. Trzy czujniki wykonujące właściwy pomiar znajdowały się pod belką - bezpośrednio pod punktami przyłożenia obciążenia oraz pośrodku rozpiętości belki (Rys. 6). Dwa dodatkowe czujniki, zastosowane w celu kontroli poprawności działania podpór, umieszczono w górnej części belki – nad podporami.



Rys. 6. Ułożenie czujników LVDT mierzących przemieszczenia pionowe

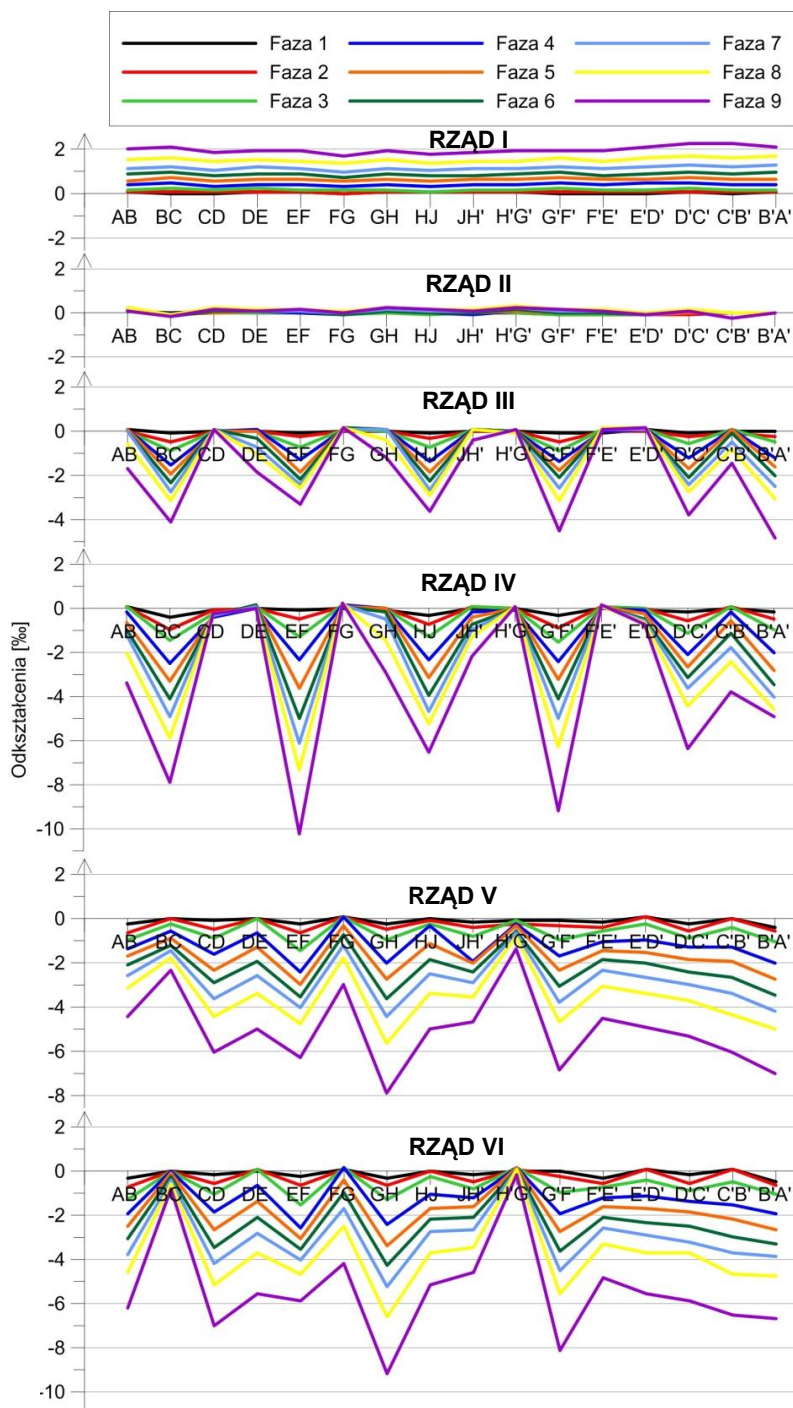
W celu przeprowadzenia pomiaru optycznego konieczne było odpowiednie przygotowanie powierzchni badanego obiektu. W tym celu powierzchnię belki pokryto losowym wzorcem wykonanym za pomocą farby w postaci natrysku. Dodatkowo, w pobliżu reperów wykorzystywanych podczas pomiaru tradycyjnego, umieszczono markery o wysokim kontraście, składające się z koncentrycznych okręgów. Miało to na celu odwzorowanie siatki pomiarowej, która była wykorzystywana podczas pomiaru z wykorzystaniem czujnika DEMEC.

Obserwację powierzchni belki i akwizycję obrazu prowadzono równocześnie z użyciem czterech aparatów DSLR (ang. *digital single lens reflection camera*). Każdy z nich wyposażony był w obiektyw szerokokątny lub standardowy typu zoom. Zastosowanie różnego rodzaju obiektywów miało na celu sprawdzenie dokładności i rozdzielczości pomiarowej systemu wizyjnego w tym konkretnym przypadku oraz ułatwienie procesu doboru sprzętu optycznego do kolejnych badań z tej serii.

Aparaty fotograficzne wyposażone były w matryce o rozdzielczości od 20 do 24 Mpx, a ich równoczesne wyzwalanie realizowane było za pomocą kabli synchronizacyjnych i interwałomierza. Aby ograniczyć drgania związane z przemieszczaniem się osób zaangażowanych w badanie, obszar laboratorium pomiędzy aparatami a badaną belką zostało odseparowany i wykorzystywany jedynie podczas pomiaru ręcznego.

### 3. Pomiar odkształceń poziomych

Po każdej fazie wzrostu obciążenia wykonywany był pomiar odkształceń betonu za pomocą czujnika nasadowego DEMEC. Aby otrzymać właściwą wartość odkształcenia, różnicę odczytów pomiędzy kolejnymi fazami obciążenia przemnażano przez stałą czujnika  $k = 0,805e-5$ . Wyniki w postaci zmian wartości wskazań czujnika nasadowego dla wszystkich rzędów przy kolejnych fazach obciążenia przedstawiono na Rys. 7.

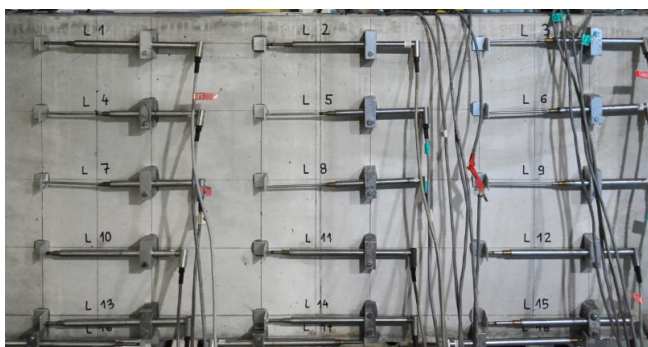


Rys. 7. Zmiany wartości wskaźnika DEMEC 100 mm wzdłuż długości belki odczytywane dla kolejnych rzędów

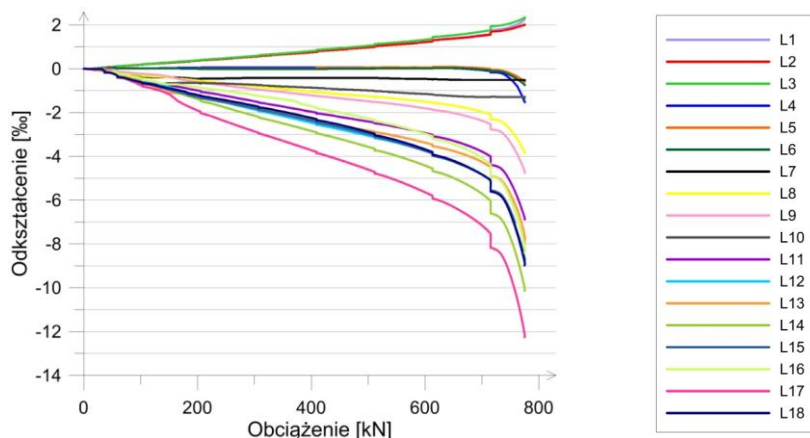


W przerwie przed ostatnią fazą przykładania obciążenia największe zmierzone odkształcenia ściskające wynosiły 2,25‰, natomiast największe odkształcenia rozciągające zanotowane na wysokości IV rzędu wynosiły 10,22‰. Z wyników pomiarów można wnioskować, że oś obojętna zlokalizowana była w okolicach II rzędu reperów, co jest zgodne z obliczeniami analitycznymi. Odczyty mają dobrą korelację z morfologią rys (Rys. 13).

Na Rys. 8 przedstawiono rozmieszczenie i numerację czujników LVDT, natomiast na Rys. 9 widoczne są zmierzone przez nie zmiany odkształceń betonu. Tuż przed zniszczeniem belki, największe odkształcenie ściskające wskazał czujnik L3 i – wynosiło ono 2,3‰, natomiast największe odkształcenie rozciągające równe 12,3‰ zanotowano przez czujnik L17. Zastosowano czujniki LVDT z bazą pomiarową długości 200 mm, czyli dwa razy większą niż czujnik nasadowy, w związku z czym wpływ szerokości i rozkładu rys na pomiary był rozmyty, a największe odkształcenia rozciągające wystąpiły u samego dołu belki. Czujniki L7 oraz L10 po przyłożeniu do belki siły około 100 kN przestały dawać prawidłowe odczyty. Mierzone przez nie odkształcenia nie przyrastały mimo przykładania coraz większej siły. Na rysunku 10 przedstawione są odkształcenia przekroju środkowego belki zanotowane w poszczególnych fazach obciążenia.

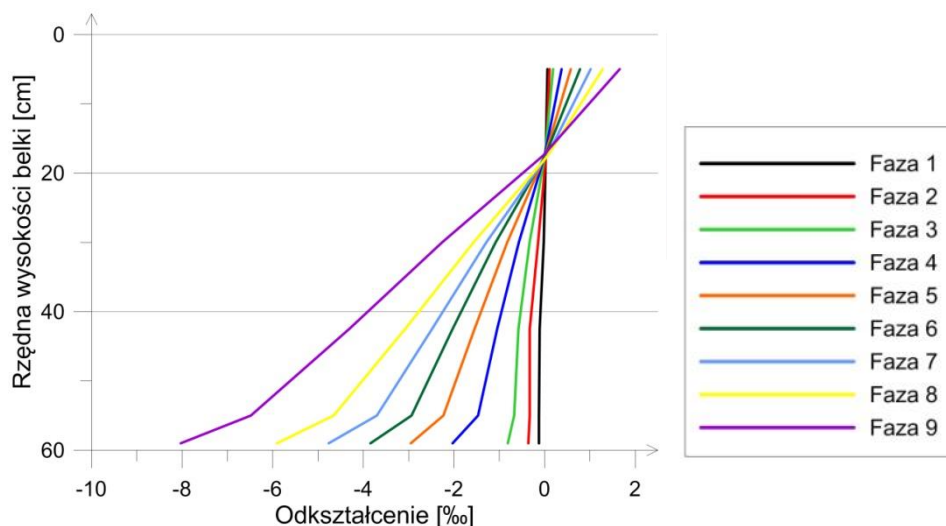


Rys. 8. Rozmieszczenie i numeracja czujników indukcyjnych do pomiaru odkształceń na powierzchni bocznej belki

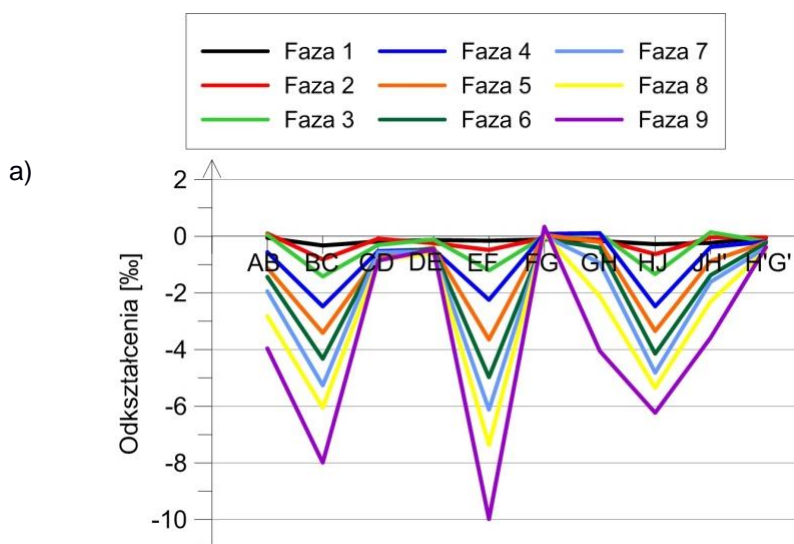


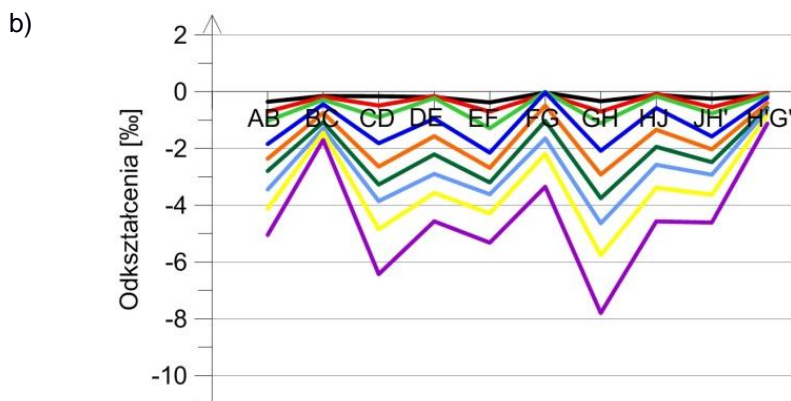
Rys. 9. Wykres odkształcenie - siła dla wszystkich czujników LVD T (L7 i L10 - nieprawidłowe odczyty)

Metoda DIC pozwala na analizę zmiany odkształceń betonu wzdłuż belki na dowolnie wybranej rzędnej wysokości, z tym, że punkty do których się odnosimy nie mogą pokrywać się z naklejonymi reperami. Na Rys. 11 pokazano przykładowy wykres zmiany odkształceń betonu na wysokości rzędu IV dla osi od A do G'. Odkształcenia wskazane przez czujnik nasadowy i DIC zobrazowano graficznie na wykresach, których analiza porównawcza wykazała, że zgodność wyników otrzymanych za pomocą tych metod jest bardzo dobra.



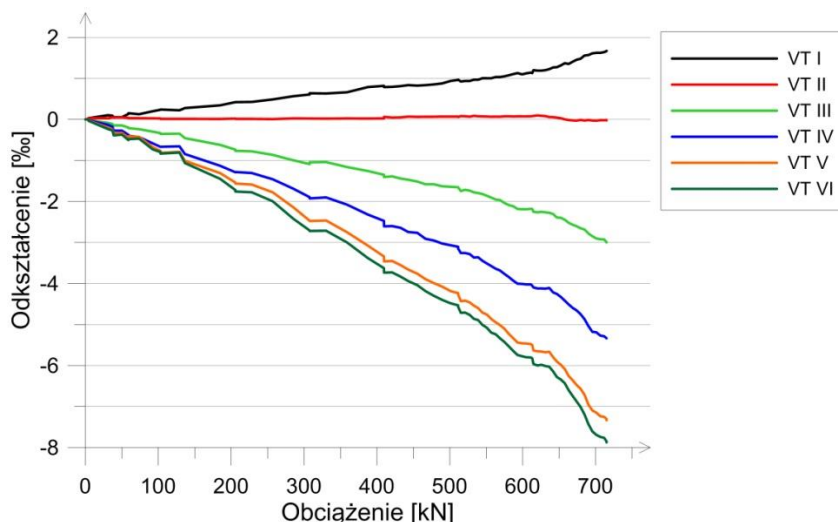
Rys. 10. Wykres odkształcenia w zależności od rzędnej wysokościowej belki dla kolejnych faz obciążenia zanotowane przez czujniki LVDT znajdujące się w środku rozpiętości belki





Rys. 11. Zmiany odkształcenia betonu pomierzone metodą DIC a) na wysokości rzędu IV, b) pomiędzy rzędem V a VI (por. Rys. 7)

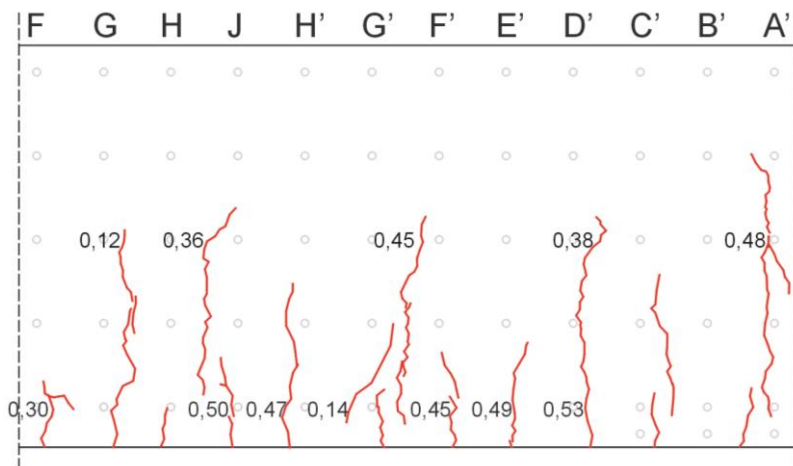
Innym sposobem prezentowania wyników otrzymanych metodą DIC są odkształcenia odczytane z tzw. wirtualnych tensometrów. W uproszczeniu, wirtualne tensometry to sztuczne odpowiedniki rzeczywistych czujników tensometrycznych. Ich wykorzystanie w pomiarze optycznym polega na nałożeniu na badane obrazy jednej lub większej liczby par markerów, które stanowią bazy pomiarowe czujnika. Poprzez badanie wzajemnego położenia tych markerów podczas badania, możliwe jest wyznaczenie zmiany odległości pomiędzy nimi, co wprost prowadzi do obliczenia odkształcenia zachodzącego na zadanej bazie. Na rysunku 12 przedstawiono przykładowy wykres odkształceń dla takich tensometrów o bazie pomiarowej równej około 100 mm, ułożonych w osi symetrii belki, po drugiej stronie niż czujniki LVDT. Dla włókien ściskanych zanotowano odkształcenie rzędu 2‰, a dla włókien rozciąganych znajdujących się w okolicach VI rzędu odkształcenia wynosiły około 8‰, co zgadza się z wynikami sczytanymi z LVDT.



Rys. 12. Odkształcenia odczytane za pomocą wirtualnych tensometrów w środku rozpiętości belki

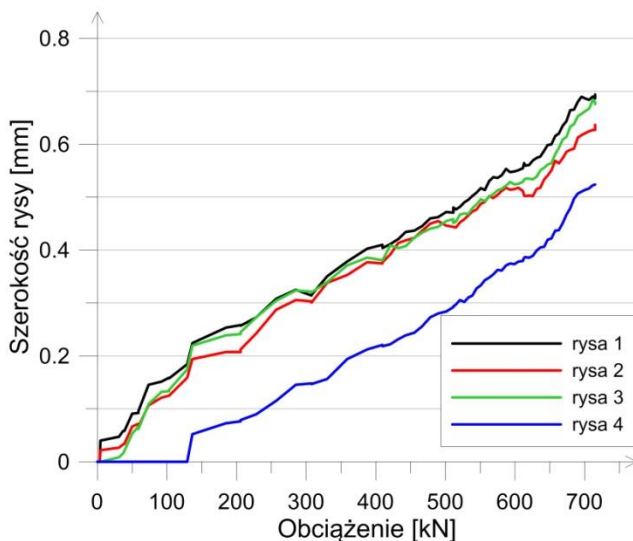
#### 4. Pomiar szerokości rys

Na bazie odczytów z czujnika nasadowego można ustalić szerokość rys, o ile między dwoma reperami znajduje się tylko jedna rysa. Ustalone w ten sposób szerokości rys na wysokości III i V rzędu reperów przedstawione są na Rys. 13. Należy zwrócić uwagę, na fakt, że wyniki są zaburzone odkształceniami betonu znajdującymi się pomiędzy rysą a reperami.



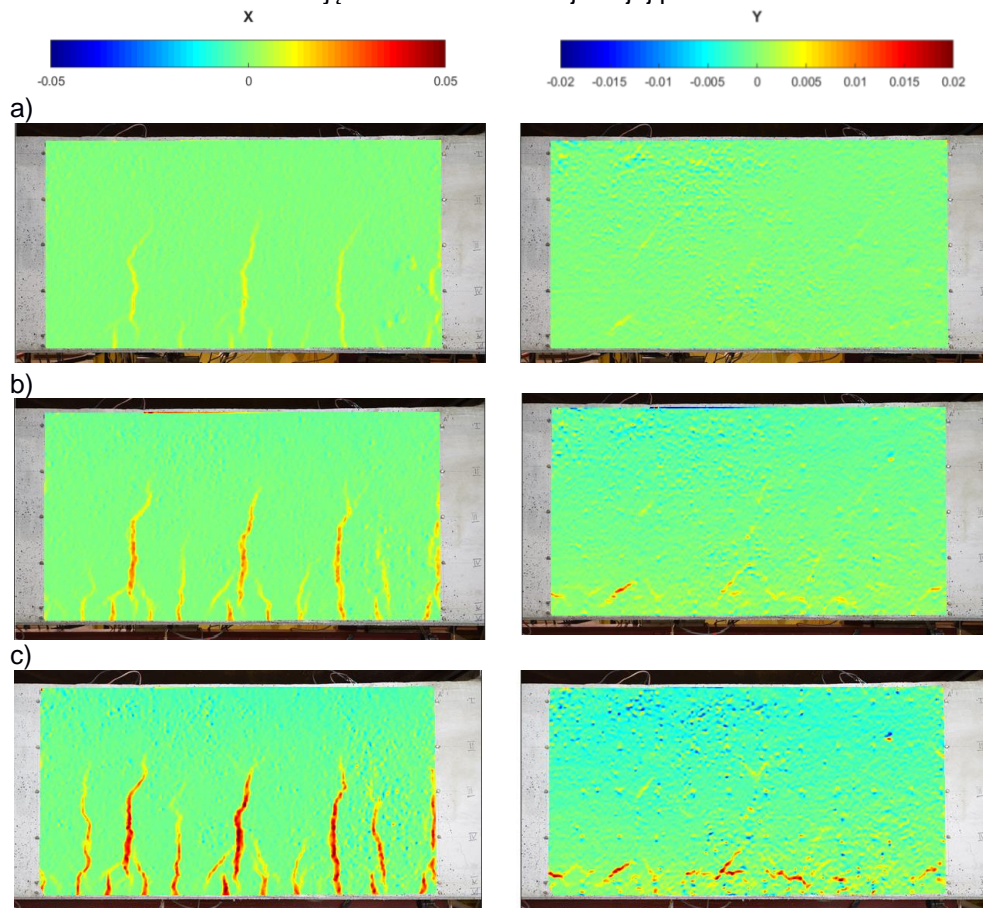
Rys. 13. Morfologia rys z zaznaczonymi szerokościami rys [mm] dla fazy 9 (P = 715 kN)

Metoda DIC daje możliwość stworzenia wykresu pokazującego przyrost szerokości poszczególnych rys w czasie badania. Wykresy dla czterech wybranych rys przedstawiono na Rys. 14.



Rys. 14. Przyrost szerokości wybranych czterech rys w trakcie badania

Ponadto metodą DIC można precyzyjnie zobrazować morfologię rys tworząc mapy odkształceń. Przy użyciu takich map z łatwością można zaobserwować rozkład rys, ich rozstaw czy długość oraz zidentyfikować rysy główne. Przykładowe mapy odkształceń X (w kierunku poziomym) i Y (w kierunku pionowym) dla fazy 3, 6 i 9 zobrazowane są na Rys. 15. Mapy w sposób dokładny odwzorowują rysy powstałe w trakcie badania. Jeszcze przed powstaniem rysy, na mapach można zaobserwować koncentrację odkształceń w miejscu jej powstania.



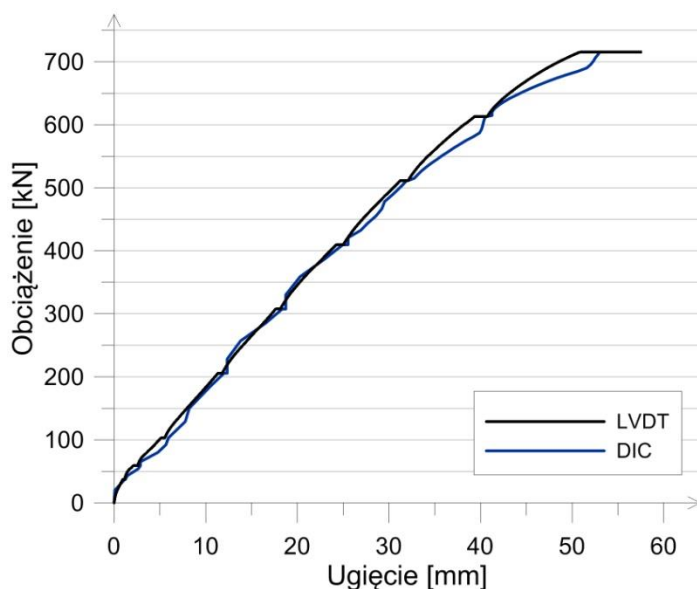
Rys. 15. Mapy odkształceń X i Y w osiach F - A' a) faza 3 ( $P = 103$  kN), b) faza 6 ( $P = 409$  kN), c) faza 9 ( $P = 715$  kN)

## 5. Ugięcia

Na Rys. 16 przedstawiono ugięcia zmierzone w środku rozpiętości belki przez czujniki LVDT oraz za pomocą metody DIC. Pomiar metodą LVDT odbywa się w sposób ciągły, w odróżnieniu od pomiarów DIC, które wykonywane były w określonym momencie badania w zaplanowanych interwałach. Ma to przełożenie na otrzymane dane i wykresy ugięcia. Na krzywej obciążenie - ugięcie otrzymanej z czujnika LVDT widać wyraźnie przerwy w przykładaniu obciążenia. Mimo, że obciążenie w tym czasie nie wzrastało, ugięcia nieznacznie się zwiększały, co wy-



nika z płynięcia betonu będącego pod stałym obciążeniem. Na krzywej otrzymanej z DIC przerwy w przykładaniu obciążenia są mniej widoczne i zamiast prawie płaskiej półki przyjmują postać niewielkich uskoków. Spowodowane jest to tym, że każdorazowo po zatrzymaniu obciążenia wykonywanych było pięć zdjęć, następnie dokonywano pomiaru czujnikiem mechanicznym DEMEC, podczas którego nie wykonywano zdjęć, a po zakończeniu pomiaru, jeszcze przed wznowieniem obciążenia ponownie wykonywano pięć zdjęć. Z tego powodu wykresy wyglądają odmiennie, jednak zgodność wyników jest dobra.



Rys. 16. Wykresy ugięcia w środku rozpiętości belki otrzymane za pomocą czujnika LVDT oraz metody DIC

## 6. Podsumowanie

Planując przeprowadzenie badania doświadczalnego mamy do dyspozycji wiele narzędzi służących do wykonania pomiarów poszczególnych wielkości fizycznych. Dobranie odpowiednich metod pomiarowych jest bardzo ważnym i trudnym aspektem planowania badań. Powinno być poprzedzone dokładnym określeniem celów badania. Konieczna jest znajomość możliwości, zalet i wad poszczególnych narzędzi pomiarowych.

Często stosowaną metodą pomiaru odkształceń jest odczytywanie ich za pomocą czujnika nasadowego. Metoda ta jest czasochłonna, a pomiar ma charakter nieciągły, ponieważ odczytywanie wyników następuje w przerwach przykładania obciążenia. Im więcej punktów pomiarowych zostanie założonych na badany element tym dłuższy jest czas badania. Konieczne jest odpowiednie rozplanowanie cyklu obciążania oraz liczby reperów, tak aby uchwycić wszystkie istotne fazy. Wyniki z czujnika nasadowego można wykorzystywać na wiele sposobów np. przedstawiając zmianę odkształceń po długości elementu, czy po jego wysokości, prezentując zależność moment - krzywizna lub wyznaczając szerokości rys. Aby móc monitorować szerokości rys baza pomiarowa powinna być mała, zalecana



wartość to 50 mm. Ważnym czynnikiem wpływającym na dokładność pomiaru wykonywanego czujnikiem nasadowym jest doświadczenie i umiejętności osoby dokonującej odczytu.

Czujniki LVDT pozwalają na automatyczne dokonywanie odczytów przez komputer z zadaną częstotliwością. W praktyce, biorąc pod uwagę długość badania i liczbę dokonanych w tym czasie pomiarów, pomiar ma charakter ciągły. Liczba czujników, które można założyć na badany element jest ograniczona poprzez liczbę wejść do systemu pomiarowego. Dodatkowo istnieje ograniczenie spowodowane rozmiarem i budową czujników. Niemożliwe jest ułożenie czujników tak, aby punkt końcowy jednego pomiaru był punktem początkowym kolejnego, jak ma to miejsce w przypadku czujnika nasadowego. Wykonywany pomiar jest dokładny, ale istnieje ryzyko, że któryś z czujników da wadliwy odczyt, tak jak wydarzyło się to w opisywanym badaniu. Niesprawność czujnika poddaje w wątpliwość wszystkie dokonane przy jego użyciu pomiary co w sytuacji ograniczonej liczby czujników znacznie pomniejsza zbiór danych możliwych do poddania analizie. Błąd ludzki wpływający na któryś z pomiarów przy użyciu czujnika nasadowego nie niesie za sobą takich konsekwencji.

Metoda DIC również pozwala na dokonywanie pomiarów z wysoką częstotliwością. Jak wykazano, wyniki uzyskane za jej pomocą są zgodne z wynikami pozyskanymi z LVDT oraz z DEMEC. Dużą zaletą metody korelacji optycznej jest swoboda wyboru liczby, położenia czy długości baz pomiarowych wirtualnych tensometrów oraz fakt, że wyboru dokonuje się już po przeprowadzonych badaniach i że można go wielokrotnie zmieniać stosownie do potrzeb. Wybór taki wiąże się jedynie z obróbką uzyskanych danych i nie ma nieodwracalnego charakteru, tak jak np. wybór długości bazy pomiarowej czujników LVDT. Wyniki pozyskane z DIC można zaprezentować m. in. jako zmianę odkształceń po długości elementu w konkretnych fazach obciążenia czy jako ciągłą zmianę odkształceń zanotowaną na dowolnych tensometrach wirtualnych. Metoda DIC sprawdza się też bardzo dobrze przy badaniu morfologii rys. Mapy odkształceń w czytelny sposób obrazują rozkład, długość i szerokość powstałych rys. Jednak, jak każda metoda, korelacja optyczna ma pewne wady. Konieczny jest dostęp do sprzętu wysokiej klasy, zarówno aparatu, obiektywu, jak i statywu, który zapewni stabilną pozycję aparatu i zapobiegnie jego przemieszczeniom pod wpływem dużego ciężaru obiektywu. Aparat musi pozostać nieruchomy przez cały czas trwania badania. Jeżeli aparat zostanie przypadkowo potrącony, spowoduje to brak ciągłości wyników i niemożliwe będzie uzyskanie ostatecznych rezultatów pomiaru. Konieczne jest również posiadanie odpowiedniego oprogramowania komputerowego oraz sprzętu o dużej mocy obliczeniowej. Obróbka danych jest czasochłonna, ale istnieje możliwość wielokrotnego przeprowadzania tych samych bądź innych analiz z różną dokładnością. Wykorzystywanie metody DIC nie pozwala na tradycyjne obrysowywanie powstałych rys w trakcie badania, zaburzyłoby to odczyty. Wydaje się jednak, że minusy stosowania metody DIC są nieznaczne w porównaniu do jej zalet i możliwości.

Autorzy referatu są zdania, że optymalnym sposobem pomiaru przy badaniach tego typu, jak opisane w niniejszej pracy jest połączenie metody DIC z pomiarem czujnikiem nasadowym, odbywającym się po przeciwnej stronie belki. Takie podejście zapewnia większą wiarygodność wyników, które mogą być uzyskane z dwóch niezależnych systemów pomiarowych, a następnie ze sobą porównane. Dodatkowo, po wykazaniu zgodności otrzymywanych wyników, pomiar optyczny

jest w stanie dostarczyć znacznie większej ilości informacji o badanym obiekcie, jego parametrach fizycznych i mechanicznych, a także zobrazować procesy, których efekty nie byłyby widoczne podczas analizy wyników z tradycyjnych systemów pomiarowych.

## **7. Bibliografia**

- Bishop C. M., 2006, „Pattern Recognition and Machine Learning”, Springer.
- Bremand F., Malesa M., Szczepanek D., Kujawińska M., Swiercz A., Kołakowski P., 2010, „Monitoring of civil engineering structures using digital image correlation technique”, EPJ Web of Conferences, Vol. 6., EDP Sciences.
- Tekieli M., Santis S., Felice G., Kwiecień A.; Roscini, F., 2017, „Application of digital image correlation to composite reinforcements testing”, Composite Structures, Vol. 160, s. 670-688.
- Tekieli M., Słoński M., 2016, „Digital image correlation and Bayesian filtering in inverse analysis of structures”, Recent advances in civil engineering: computational methods, red. Witold Cecot, Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Kraków.

**mgr inż. Michał Sowiński**  
*rellic@poczta.onet.pl*

Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy, Wydział Budownictwa, Architektury  
i Inżynierii Środowiska  
Opiekun naukowy dr inż. Krzysztof Pawłowski

## **WYBRANE ASPEKTY TECHNOLOGICZNO-ORGANIZACYJNE REMONTU BUDYNKU UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ**

### **SELECTED TECHNOLOGICAL AND ORGANIZATIONAL ASPECTS OF RENOVATION OF A BUILDING OF PUBLIC UTILITY**

**Słowa kluczowe:** *remont, technologia i organizacja, budynek użyteczności publicznej*

#### **1. Wprowadzenie**

Zużycie obiektów budowlanych zależy od wielu czynników: wieku budynku, sposobu eksploatacji, realizacji prac konserwacyjnych i remontowych oraz jakości robót budowlanych. Należy podkreślić, że w trakcie użytkowania każdy obiekt budowlany powinien spełniać wymagania podstawowe, sformułowane w *Ustawie Prawo budowlane* oraz *Rozporządzeniu w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*. Prawidłowe opracowanie studium projektowego remontu wymaga na wstępie określenia miarodajnej i szczegółowej oceny stanu technicznego budynku. Na podstawie oględzin, obserwacji, obliczeń wytrzymałościowych i ciepłno-wilgotnościowych oraz oceny przydatności budynku do użytkowania przystępuje się do planowania robót remontowych w aspekcie technologiczno-organizacyjnym.

Praca dotyczy zagadnień związanych z eksploatacją obiektów budowlanych oraz planowaniem prac remontowych i modernizacyjnych na przykładzie wybranego budynku Sztumskiego Centrum Kultury, położonego w województwie pomorskim, w miejscowości Sztum przy ulicy Mikołaja Reja 13. Obiekt wybudowany został prawdopodobnie w latach 20 XX w. i w czasie swojej historii przechodził wiele modernizacji, a jego układ pierwotny różnił się od rzeczywistego. Charakteryzuje się stosunkowo prostą formą architektoniczną, składającą się z trzech głównych brył nawzajem się przenikających. Dominujący fragment budynku stanowi część kinowo-widowiskowa usytuowana równolegle do głównej ulicy miasta, natomiast od strony południowo-wschodniej przylega do niej segment dwupiętrowy. Budynek pełni funkcje tematyczno-zajęciowe, galerii wystawowej, kinowo-sceniczne, konferencyjne, pokazowo-szkoleniowe oraz jest miejscem odbywania się najważniejszych imprez kulturalnych i okolicznościowych w miejscowości Sztum. Prowadzona działalność jednoznacznie klasyfikuje Sztumskie Centrum Kultury jako obiekt użyteczności publicznej.



Fot. 1. Widok główny analizowanego budynku – źródło: zbiory własne

## 2. Ocena stanu technicznego analizowanego budynku

W celu zaplanowania właściwej technologii i organizacji remontu analizowany budynek użyteczności publicznej, ze względu na znaczne zużycie techniczne, funkcjonalne i środowiskowe został poddany gruntownej ocenie stanu technicznego. Z uwagi na zróżnicowany stan techniczny poszczególnych elementów budynku, wykonano dokumentację fotograficzną oraz wykorzystano normy i normatywy, literaturę przedmiotową: *Hajdasz 1992*, *Thierry, Zaleski 1982* oraz poradniki i publikacje budowlane: *Winniczek 1986*, *WACETOB 2000*, *Parametr 2009*.

Głównymi elementami konstrukcyjnymi, mającymi bezpośredni wpływ na wyłączenie budynku z użytkowania są dźwigary dachowe, których ugięcie w środku rozpiętości osiąga wartość 0,15 m. Dodatkowe obciążenie (poza ciężarem własnym) konstrukcji stwarza potencjalne ryzyko katastrofy budowlanej. Stan graniczny użytkowania jest przekroczony, a występujące nadmierne ugięcie elementu ujemnie wpływa na przydatność użytkową, wygląd konstrukcji, a także ogranicza użytkowanie obiektu zgodnie z przeznaczeniem. Nieszczelne pokrycie dachowe, korozja elementów drewnianych, brak obróbek blacharskich oraz sprawnego systemu odprowadzania wody opadowej (zdeformowane, nieszczelne rynny i rury spustowe) to elementy wymagające niezwłocznego podjęcia działań remontowych, celem przywrócenia sprawności technicznej budynku i zapobieżenia dalszej degradacji. Ponadto, ściany fundamentowe obiektu wykazują widoczne, liczne ślady zawilgocenia spowodowane brakiem pionowej i poziomej izolacji przeciwwilgociowej oraz oddziaływaniem wód gruntowych (fot. 2). Widoczne są także zawilgocenia powierzchniowe spowodowane kondensacją pary wodnej, na skutek niskiej izolacyjności cieplnej przegród budowlanych oraz występowania mostków termicznych. Odszpajanie tynków zewnętrznych, wysolenia, zabrudzenia i zarastanie glonami ścian budynku powoduje utratę wartości estetycznych obiektu. Brak odpowiedniego zabezpieczenia termicznego ścian zewnętrznych, systemu odwodnienia oraz sprawnego systemu wentylacji jest przyczyną wilgoci, wykwitów, pleśni i grzybów na powierzchni przegród budowlanych. Ze względu na brak odpowiedniej wymiany powietrza i duże zawilgocenie pomieszczeń piwnicznych, stwierdzono także silną

korozję dolnych części belek (dolne stopki) stropów odcinkowych typu Kleina (fot. 3). Stalowe podciąg w części podpiwniczonej są skorodowane, wymagają oczyszczenia i zabezpieczenia antykorozyjnego (fot. 4). Posadzki spękałe, wykazujące liczne ubytki i zarysowania. Stolarka okienna i drzwiowa z oznakami rozeschnięcia i spaczenia materiału drzewnego, okucia i zawiasy poluzowane, ościeżnice z oznakami gnicia, spękałe płyciny i wypełnienia szklane. Elementy zewnętrzne takie jak: podjazdy, schody, ciągi piesze posiadają ubytki, rysy i wykruszenia warstwy wierzchniej, ponadto nie spełniają wymagań użytkowych zgodnie z warunkami technicznymi, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.



Fot. 2. Zawilgocenie ścian piwnic – źródło: zbiory własne



Fot. 3. Korozja belek stropowych – źródło: zbiory własne



Fot. 4. Korozja stalowych podciągów – źródło: zbiory własne

Na fotografii 5 przedstawiono odpryski tynku zewnętrznego oraz zawilgocenie ścian zewnętrznych.





Fot. 5. Odpryski tynku, zawilgocenie ścian – źródło: zbiory własne

W trakcie oględzin zewnętrznych zauważono także znaczne nieszczelności w pokryciu dachowym wykonanym z papy oraz skorodowane fragmenty obróbek blacharskich (fot. 6).



Fot. 6. Pokrycie dachowe, obróbki blacharskie – źródło: zbiory własne

Powyżej przedstawiono tylko wybrane aspekty przy ustaleniu oceny stanu technicznego. Natomiast w tabeli 1 zestawiono ocenę stanu technicznego poszczególnych elementów budynku, a na podstawie tych danych określono kompleksowy stan techniczny całego budynku.

Tabela 1. Ocena stanu technicznego elementów budynku

Rozmiar uszkodzenia [%]	Stan techniczny uszkodzonego elementu	Opis uszkodzonego lub zniszczonego elementu na podstawie wizji lokalnej
Izolacje przeciwwilgociowe		
31-50 %	Mierny	Widoczne spękania, wykruszenia powłok ochronnych, ślady zawilgocenia ścian fundamentowych oraz wewnętrznych ścian piwnic- około 50 % ogólnej powierzchni, wpływające na ogólny stan techniczny całego budynku, wartość użytkową oraz zdrowotność użytkowników.
Konstrukcje murowane zewnętrzne i wewnętrzne		
16-30 %	Zadowalający	Zawilgocenia fundamentów przez wody gruntowe, znikome rysy w różnych miejscach murów, nieliczne ślady wykruszenia lub wypadania poszczególnych cegieł lub kamieni.



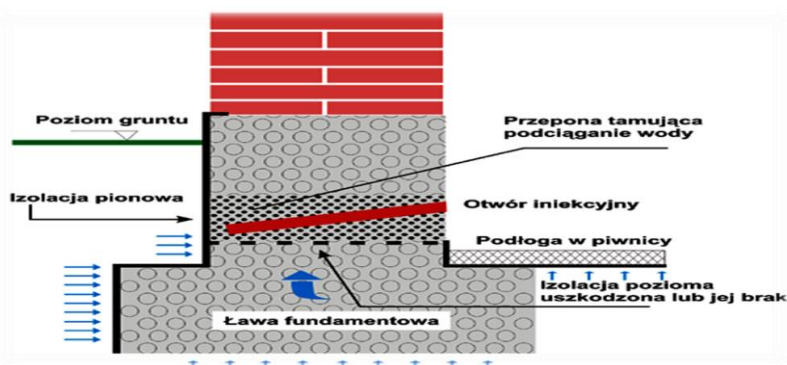
Stropy drewniane		
< 15 %	Dobry	Brak jakichkolwiek deformacji, ugięć lub wykrzywień, brak spękań i zarysowań, brak śladów gnicia i zagrzybienia belek drewnianych, zasypki i podsufitki, pojedyncze rysy w tynkach sufitów- do 20 % ogólnej powierzchni tynków.
Belki stropowe stalowe, podciągi stalowe		
31-50 %	Mierny	Ślady zawilgocenia i głęboko przerdzewiałe stopki belek, wymagające wzmocnienia, oczyszczenia i zabezpieczenia antykorozyjnego.
Konstrukcja dachu		
> 50 %	Zły	Uszkodzenia z oznakami wygięcia poszczególnych elementów, wymagające całkowitej wymiany, zagrażające życiu, stwarzające poważne zagrożenie zapadnięcia.
Pokrycie dachu		
> 50 %	Zły	Oznaki rozdarcia, sfalowania warstw papowych, pęknięcia powodujące liczne zacieki- do całkowitego zerwania i położenia nowego materiału.
Rynny dachowe, spustowe, obróbki blacharskie		
> 50 %	Zły	Elementy wykazują znaczne deformacje, pęknięcia, dziury, widoczne ślady rdzy, źle wyregulowane, zanieczyszczone, do całkowitej wymiany na nowe.
Słupy		
< 15 %	Dobry	Brak widocznych spękań i zarysowań, brak wyboczeń świadczących o przeciążeniu konstrukcji.
Tynki wewnętrzne		
31-50 %	Mierny	Widoczne pęcherze oraz spękania z łuszczeniem farby, miejscowe wykruszenia i odpadanie tynków przy ościeżnicach drzwiowych- w granicach do 40 % powierzchni ścian.
Tynki zewnętrzne		
31-50 %	Mierny	Pęcherze, wzdęcia i odspojenia tynku oraz odpadanie na skutek zawilgocenia- w granicach do 40 % powierzchni ścian.
Stolarka okienna i drzwiowa wraz ze szkleniem		
> 50 %	Zły	Znaczne uszkodzenia z oznakami rozeschnięcia lub spaczenia materiału drzewnego, okucia i zawiasy poluzowane, ościeżnice obluźnione ze śladami gnicia, skrzydła ze szczelinami, spękanie płyciny z rozluźnionymi okuciami, spękanie szyby, wymagające wymiany i wykonania nowej stolarki.
Podłogi i posadzki		
> 50 %	Zły	Znaczne zużycie, liczne rysy, miejscowe przekrzywienia i ubytki, spękanie płytki ceramiczne, osiadanie podłóg drewnianych, odstawanie pojedynczych desek, wymagające całkowitego zerwania i ułożenia nowych.
Schody zewnętrzne, podjazdy		
31-50 %	Mierny	Rysy w różnych miejscach spoczników i stopni, nieliczne ślady wykruszenia lub wypadania poszczególnych cegieł lub kamieni, miejscowe zagłębienia i ubytki nawierzchni betonowych.

Należy zauważyć, że zużycie techniczne poszczególnych elementów jest zróżnicowane. Na podstawie przeprowadzonych oględzin, odkrywek, szczegółowych pomiarów, inwentaryzacji rys, pęknięć i ubytków określono stopień zużycia technicznego budynku. Stwierdzono, że w obecnym stanie nie są spełnione wymagania dotyczące bezpieczeństwa użytkowania, warunków higieniczno-sanitarnych oraz BHP. Analizowany budynek wymaga wykonania kapitalnego remontu i modernizacji, celem dopuszczenia go do dalszej eksploatacji jako obiektu użyteczności publicznej.

### 3. Analiza rozwiązań materiałowych i technologicznych podczas prac modernizacyjnych i remontowych budynku użyteczności publicznej

Na podstawie przeprowadzonej analizy i oceny stanu technicznego budynku, zakres projektowanych prac remontowych dla całego zamierzenia budowlanego obejmować będzie między innymi wykonanie:

- pionowej izolacji przeciwwilgociowej ścian piwnic, poprzez odkopywanie ścian zewnętrznych budynku do poziomu fundamentów. Wykopy ze względu na znaczną głębokość należy prowadzić odcinkami, nie dopuszczając do całkowitego odsłonięcia i wypierania gruntu spod fundamentu. Ponadto, należy zabezpieczyć wykop, stosując stałe systemy szalunkowe wraz z rozporami stabilizującymi oraz chronić dno przed napływem wód opadowych. Wykonanie izolacji pionowej należy rozpocząć od oczyszczenia powierzchni ścian, skucia luźnych fragmentów muru oraz uzupełnienia ubytków, nierówności i pęknięć zaprawą cementową. Na przygotowanym i osuszonym podłożu należy wykonać obrzutkę jednowarstwową z zaprawy cementowej. Po wyschnięciu obrzutki należy zastosować innowacyjną, optymalną dla danych warunków izolację w postaci polimerowo-bitumicznej, dwuwarstwowej powłoki z masy uszczelniającej KMB. Hydroizolację należy wykonać do poziomu spodu fundamentów oraz na wysokość minimum 30 cm ponad poziom terenu;
- poziomej izolacji przeciwwilgociowej ścian piwnic metodą iniekcji krystalicznej, którą można stosować bez potrzeby odkopywania murów zewnętrznych oraz bez względu na stopień zasolenia i zawilgocenia muru. Zastosowanie wysokoefektywnych środków hydrofobowych pozwala utworzyć izolację, w postaci poziomej przepony, uniemożliwiającej kapilarne podciąganie wody i zawilgocenie ścian powyżej hydroizolacji (rys. 1);



Rys. 1. Schemat wykonania izolacji pionowej i poziomej – źródło: e-izolacje

- wentylacji grawitacyjnej i mechanicznej pomieszczeń budynku, zwiększającej krotność wymiany powietrza oraz poprawiającej mikroklimat pomieszczeń. Zastosowanie nowoczesnych prefabrykowanych systemów wentylacyjnych w postaci trwałych, szczelnych i odpowiednio zaizolowanych, ocynkowanych, stalowych rur kominowych, jak również poziomych odcinków elastycznych doprowadzających powietrze do pomieszczeń oddalonych od przewodów, przyczyni się do zniwelowania problemu zawilgocenia i zagrzybienia ścian. Ponadto zastosowanie wentylacji mechanicznej z rekuperacją (odzyskiem ciepła) pozwoli obniżyć koszty eksploatacji (mniejsze zużycie energii na potrzeby ogrzewania budynku) oraz zapewni stałą, kontrolowaną wymianę powietrza niezależnie od warunków zewnętrznych;
- izolacji cieplnej ścian po uprzednim dokładnym oczyszczeniu, skuciu luźnych fragmentów muru i zagruntowaniu powierzchni. Zastosowanie innowacyjnych materiałów termoizolacyjnych o niskim współczynniku przewodzenia ciepła  $\lambda \leq 0,035 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  z płyt z poliizocyjanuratu PIR pozwoli spełnić wymagania cieplne stawiane przegrodom budowlanym, przy stosunkowo niewielkiej grubości izolacji;
- nowej konstrukcji dachu z zastosowaniem dźwigarów dwuspadowych (dwutrapezowych) z drewna klejonego warstwowo, charakteryzującego się wysoką wytrzymałością i trwałością przy stosunkowo niewielkim ciężarze własnym. Prefabrykowane elementy konstrukcyjne pozwalają osiągać duże rozpiętości, a brak konieczności stosowania podpór pośrednich sprawia, że wnętrza pomieszczeń zyskują wysoką wartość użytkową. Ponadto dźwigary ze względu na niewielki ciężar mogą być montowane przy użyciu dźwigu samochodowego (montaż z kół), co wpływa na efektywność i ekonomiczność pracy. Dodatkowe zalety drewna klejonego, jak: ognioodporność, izolacyjność ciepła, prosty montaż na podporach oraz estetyczny wygląd konstrukcji czynią rozwiązanie innowacyjnym;
- pokrycia dachowego z zastosowaniem innowacyjnych pap asfaltowych, modyfikowanych elastomerami o wysokiej wytrzymałości i trwałości, odporności termicznej oraz o właściwościach hamujących rozprzestrzenianie ognia wraz z obróbkami blacharskimi, rynnami i rurami spustowymi z blachy ocynkowanej;
- izolacji cieplnej stropodachów zgodnie z wymogami izolacyjności termicznej przegród budowlanych z zastosowaniem nowoczesnych płyt rezolowych o wysokiej efektywności energetycznej i współczynniku  $\lambda \leq 0,020 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ ;
- powłok antykorozyjnych na elementach stalowych konstrukcji stropów; wzmocnienia silnie przerdzewiałych stalowych belek stropowych i podciągów, polegające na zwiększeniu sztywności poprzez dodanie (przyspawanie) płaskowników do dolnych części stopek;
- nowej konstrukcji podłogi stalowo-drewnianej;
- robót rozbiórkowych przylegających budynków pomocniczych;
- nowych prefabrykowanych nadproży w istniejących otworach okiennych i drzwiowych;
- posadzek – nowe warstwy wykończeniowe z odpowiednią izolacją termiczną i akustyczną. Zastosowanie specjalnych, elastycznych mat akustycznych o niskiej sztywności dynamicznej oraz odpowiednie oddylatowanie warstw podłogi od konstrukcji budynku zapewni tłumienie dźwięków materiałowych;

- tynków zewnętrznych, silikonowych o właściwościach hydrofobowych, paro-przepuszczalnych, odpornych na rozwój pleśni i grzybów, elastycznych, odpornych na uszkodzenia oraz zapewniających możliwość dowolnego barwienia, tynków wewnętrznych oraz robót malarskich;
- sufitów podwieszanych o odpowiedniej odporności ogniowej typu Armstrong;
- nowej stolarki okiennej z profilem pięciokomorowym oraz specjalną wkładką termiczną i stolarki drzwiowej;
- robót zewnętrznych przy budynku – podjazdy, dojścia do budynku (chodniki), daszki nad wejściami, balustrady, podchwyty, etc.

Propozycje rozwiązań materiałowych i wykonawczych promują na polskim rynku optymalne, zgodne z warunkami technicznymi technologie, które zapewniają oszczędność w korzystaniu z zasobów środowiska oraz zapewniają wysoki standard techniczny. Odpowiednia organizacja robót zgodnie z przygotowanym harmonogramem, zwanym także kalendarzem budowy w sposób graficzny i opisowy przedstawia rozkład poszczególnych etapów prac, co pozwala na kontrolę postępu zadania inwestycyjnego oraz usprawnia proces realizacji. Ponadto, nowoczesne metody organizacyjne polegające na modelowaniu informacji o budynku poprzez cyfrowy zapis fizycznych i funkcjonalnych właściwości obiektu, stanowią źródło wiedzy i wszelkich danych o budynku, w pełni dostępnych dla uczestników procesu inwestycyjnego oraz niezawodną podstawę do podejmowania decyzji w trakcie cyklu funkcjonowania, od koncepcji po realizację. Wizualizacja budowy z uwzględnieniem proponowanych rozwiązań technologicznych i materiałowych w wirtualnym świecie BIM pozwala na dokładne przeanalizowanie, wymianę doświadczeń projektantów wszystkich branż oraz wprowadzanie zmian na każdym etapie realizacji remontu. Z punktu widzenia innowacyjnych technologii, koncepcja modelowania BIM znacząco ułatwia projektowanie zrównoważone, którego celem jest efektywne wykorzystanie energii, wody i innych zasobów naturalnych, ograniczenie zanieczyszczeń oraz stopnia degradacji środowiska naturalnego. W opracowaniu projektowym poświęcono szczególną uwagę organizacji robót w oparciu o technologię modelowania informacji o budynku, harmonogramy robót budowlanych oraz szczegółowy opis kolejności wykonywanych prac. Pod względem materiałowym przedstawiono propozycję rozwiązań z dokładnym opisem technologii wykonania, mając na uwadze zasady wiedzy technicznej, jak również spełnienie wymagań w świetle obowiązujących przepisów prawnych.

Modernizacja i wykonanie kompleksowego remontu przyczynią się do poprawy dostępu do lepszej jakości oferty kulturalnej, jak również do bezpieczeństwa i wygody osób korzystających z budynku użyteczności publicznej. Uwarunkowania opracowania projektowego zapewniają spełnienie wymagań ochrony środowiska, ochrony przyrody oraz polskich i europejskich norm obowiązujących w budownictwie zarówno w fazie realizacji przedsięwzięcia, jak również eksploatacji infrastruktury powstałej w wyniku remontu.

#### **4. Wnioski**

Budynki w trakcie użytkowania powinny spełniać wymagania podstawowe oraz szczegółowe wymagania w zakresie bezpieczeństwa użytkowania. Dostosowanie obiektu do szeregu wymagań związanych z eksploatacją budynku użyteczności publicznej wymaga podejścia analitycznego związanego ze szczegółowym spraw-

dzaniem, poszukiwaniem, planowaniem kolejności wykonywania robót. Obecnie wielu inżynierów staje przed wyzwaniem właściwego podejścia do realizacji remontu istniejących budynków, a więc zaplanowaniem odpowiedniej technologii i organizacji robót budowlanych. Precyzyjna ocena stanu technicznego elementów konstrukcyjnych i fachowa ekspertyza jest zadaniem wymagającym dokładnych pomiarów, oględzin czasami trudno dostępnych miejsc, jak również inwentaryzacji fotograficznej. Wykorzystując nowoczesne metody organizacyjne realizacji inwestycji oraz przedstawiając szczegółowe rozwiązania technologiczne i materiałowe sporządzono projekt kapitalnego remontu, czyli wykonania w istniejącym obiekcie robót polegających na odtworzeniu stanu pierwotnego z użyciem innowacyjnych materiałów i technologii. Racjonalna gospodarka remontowa powinna być realizowana w oparciu o systemy remontów planowo-zapobiegawczych, celem uniknięcia zagrożenia bezpieczeństwa użytkowania oraz negatywnego wpływu na środowisko naturalne.

## 5. Bibliografia

Hajdasz H., 1992, „Sposoby ustalania zużycia technicznego budynków i budowli”, Promiks, Katowice.

„Parametr”- firma inżynierska „Instrukcja czynnościowa- wytyczne kontroli obiektów budowlanych”.

PN-ISO 8501-1:2008 Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i podobnych produktów. Wzrokowa ocena czystości powierzchni. Stopnie skorodowania i stopnie przygotowania niepokrytych podłoży stalowych oraz podłoży stalowych po całkowitym usunięciu wcześniej nałożonych powłok.

Praca dyplomowa, magisterska pod tytułem: „Projekt technologii i organizacji remontu wybranego budynku użyteczności publicznej” napisana w Katedrze Mechaniki Konstrukcji pod kierunkiem Pani dr inż. Aleksandry Niespodzianej.

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie: Dz. U. z 2017 r. poz. 2285.

Thierry J., Zaleski S. 1982, „Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji”, Arkady, Warszawa.

Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane: Dz. U. z 2017 r. poz. 1332.

Winniczek W., 1986, „Wytyczne w sprawie opracowania ekspertyz technicznych”, CUTOB PZITB, Wrocław.

„Zużycie obiektów budowlanych- WACETOB”, Warszawskie Centrum Postępu Techniczno-Organizacyjnego, Warszawa 2000.

**Kinga Jędrzejek**  
*kingajedrzejek00@gmail.com*  
**Monika Świerczek**  
*mxswierczek@gmail.com*  
**Sylwia Tomczyk**  
*tomczyk.sylwia7@gmail.com*

Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej  
Opiekun naukowy dr inż. Teresa Seruga

## **PROBLEMY TECHNICZNE BUDOWY OBIEKTÓW W GĘSTEJ ZABUDOWIE MIEJSKIEJ, W HISTORYCZNYCH CENTRACH MIAST**

### **TECHNICAL PROBLEMS WITH CONSTRUCTION OF BUILDINGS IN DENSE URBAN DEVELOPMENT, IN HISTORIC CITY CENTERS**

**Słowa kluczowe:** *gęsta zabudowa miejska, głębokie wykopy, wysoki poziom wód gruntowych, zabudowa historyczna, zabytkowa ściana frontowa*

#### **1. Wprowadzenie**

Wzrastająca wartość i cena gruntów w przestrzeni miejskiej skłania inwestorów do zagęszczania i uzupełniania istniejącej zabudowy. Deweloperzy szukają uzbrojonych działek, które będą dobrze skomunikowane; stąd wynika coraz większa intensywność zabudowy wzdłuż osi urbanistycznych (*Jermolowicz 2018*).

Rozwój obszarów miejskich obejmuje zarówno przestrzenie nad jak i pod powierzchnią gruntu. Nowy budynek musi posiadać garaż podziemny – wymaga tego każda decyzja o warunkach zabudowy dla obiektów usytuowanych w strefie śródmiejskiej. Efektem takiej ewolucji miast są wysokie budynki z rozbudowanymi kondygnacjami podziemnymi, do których wykonania konieczne są głębokie wykopy.

Projektowanie i realizacja takich konstrukcji musi uwzględniać warunki związane nie tylko z nowo budowanym obiektem, ale również z budynkami już istniejącymi w bezpośrednim sąsiedztwie placu budowy. Zadanie się komplikuje, kiedy weźmiemy pod uwagę zabytkowy charakter budynków zlokalizowanych w centrach większości dużych miast. Takie budynki są wyjątkowo wrażliwe na przemieszczenia podłoża. Ponadto dochodzi aspekt płytkiego posadowienia budynków, z którego często wynika konieczność zastosowania dodatkowych środków zabezpieczających ich stateczność oraz ograniczających przenoszenie obciążeń z budynku istniejącego na ściany obiektu nowo wykonywanego.

W niniejszej pracy przedstawiono specyfikę prowadzenia budowy w ścisłej zabudowie miejskiej. Teoretyczne rozważania poparto przykładowymi rozwiązaniami pochodzącymi z budowy hotelu Ferreus, w Krakowie przy ul. Kopernika 6, który powstał w miejscu kamienicy wybudowanej w stylu Art déco w latach międzywojennych, znajdującej się pod opieką konserwatora zabytków.





Rys. 1. Widok placu budowy Hotelu Ferreus

## 2. Rozbiórka obiektów w gęstej zabudowie miejskiej

Coraz częściej istnieje potrzeba rozebrania bądź wyburzenia starych budynków. Może być to spowodowane złym stanem technicznym, zużyciem funkcjonalnym istniejących obiektów, zmianami w zagospodarowaniu przestrzennym terenu, decyzją właściciela obiektu bądź nakazem prawa. Na terenie gęsto zabudowanym taka rozbiórka jest zadaniem szczególnie skomplikowanym i wymaga dokładnego rozeznania konstrukcji obiektu oraz jego ewentualnego połączenia z sąsiednimi budynkami. Sam sposób realizacji rozbiórki musi zarówno zapewniać bezpieczeństwo ludzi jak i nie zagrażać istniejącym obiektom.

Obecnie prawie zawsze przed wybudowaniem nowego obiektu w gęstej zabudowie miejskiej konieczna jest rozbiórka starego budynku istniejącego, który nie spełnia wymogów technicznych. Takie prace rozbiórkowe są ryzykowne, więc przed przystąpieniem do działania należy przeanalizować konstrukcję, stan techniczny oraz materiały z jakich powstał wyburzany obiekt. Stare budynki często nie posiadają żadnej dokumentacji technicznej, co wydłuża okres przygotowawczy. Problem może stanowić również ustalenie czy i jak były wykonywane nadbudowy i dobudowy, co jest dość powszechne w tego typu obiektach.

Jeżeli rozbierany budynek jest konstrukcyjnie połączony z sąsiednimi, trzeba się upewnić, że rozbiórka nie wpłynie na ich stateczność ani w żaden sposób im nie zagrazi. Poziom posadowienia wyburzanego obiektu oraz obiektów sąsiednich jest również znaczący. Jeśli występują różnice w poziomach posadowienia, przy rozbiórce może dojść do podkopania fundamentów sąsiedniego budynku. Ostrożność należy zachować również, jeśli fundamenty są na tym samym poziomie, ponieważ rozbiórka może spowodować osiadanie sąsiedniej ściany. Wszystkie problemy powinny być rozpoznane i uwzględnione w projekcie rozbiórki (*Kapela 2014*).

W takim projekcie powinny również znaleźć się: informacje czy w obiekcie nie ma szkodliwych dla zdrowia lub niebezpiecznych materiałów, plan organizacji placu rozbiórki, ustalenie metody rozbiórki wraz ze wskazaniem używanego sprzętu, analiza statyczna budynku w każdej fazie rozbiórki oraz schemat prowadzenia robót.



Rys. 2. Roboty rozbiórkowe kamienicy  
przy ul. Kopernika 6 w Krakowie

Bardzo ważny jest właściwy dobór metody rozbiórki. Powinna ona zapewniać bezpieczeństwo podczas prowadzenia robót, uwzględniać otoczenie i wpływ na nie, a także powinna być racjonalna ekonomicznie. Obecnie stosowane metody to:

- metoda ręczna, polegająca na rozbiórce przy użyciu siły ludzkiej oraz narzędzi ręcznych; jej zaletami są bezpieczeństwo dla otoczenia i możliwość segregacji materiału rozbiórkowego, wadami natomiast pracochłonność, wysokie koszty oraz zagrożenie dla samych robotników,
- metoda mechaniczna, wykorzystująca sprzęt ciężki, z pomocą którego stopniowo odrywa się fragmenty od głównej konstrukcji,
- metoda chemiczna, wykorzystująca pęczniące substancje chemiczne, głównie do rozsadzania elementów żelbetowych,
- metoda wybuchowa, która prowadzi do zawalenia budynku przez naruszenie stateczności przy użyciu materiałów wybuchowych.

W gęstej zabudowie miejskiej nie ma możliwości zastosowania dowolnej metody, zazwyczaj wykorzystuje się metody ręczną i mechaniczną, które są najmniej inwazyjne dla otoczenia rozbieranego budynku. W przypadku rozbiórki kamienicy przy budowie Hotelu Ferreus korzystano z metody ręcznej przy użyciu młotów elektrycznych z uwagi na sąsiednią zabudowę. Dopiero załadowanie gruzu odbywało się mechanicznie - przy pomocy koparki.

Ważne jest by jeszcze przed rozpoczęciem rozbiórki wykonać szczegółową inwentaryzację budynków sąsiednich, żeby móc stwierdzić czy na etapie rozbiórki nie powstały nowe uszkodzenia.

### 3. Konieczność zachowania elementów historycznych

Niekiedy budynki przeznaczone do rozbiórki nie mogą być w całości wyburzone, ponieważ mają wartość historyczną lub kulturową. Jeśli są one wpisane do rejestru zabytków lub objęte ochroną konserwatorską, to przed prowadzeniem robót budowlanych należy uzyskać pozwolenie właściwego wojewódzkiego konserwatora zabytków na podstawie Ustawy o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami (*Rawska-Skotniczny 2016, Ustawa o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami*).

Czasem zachodzi konieczność pozostawienia fragmentu istniejącego budynku – najczęściej ściany frontowej, którą należy zabezpieczyć i zapewnić jej stateczność. W przypadku pozostawiania jedynie ściany frontowej zastosować możemy dwie metody jej stabilizacji. Mianowicie możliwe jest pozostawienie prostopadłych do niej odcinków ścian z fragmentami stropów lub też zastosowanie tymczasowej konstrukcji wsporczej w postaci stężonych kratownic drewnianych lub stalowych. W przypadku stosowania kratownic ich wykonanie jest konieczne jeszcze przed rozpoczęciem rozbiórki obiektu, a demontaż możliwy dopiero po wykonaniu stropów (*Dudkiewicz, Organek 2017*).

W przypadku obiektu przy ul. Kopernika 6 w Krakowie konserwator zabytków wymagał pozostawienia ściany frontowej i oficyny tylnej (do pierwszego piętra włącznie) z zabytkowymi żeliwnymi słupami i oryginalnymi stropami odcinkowymi (rys. 3,4).

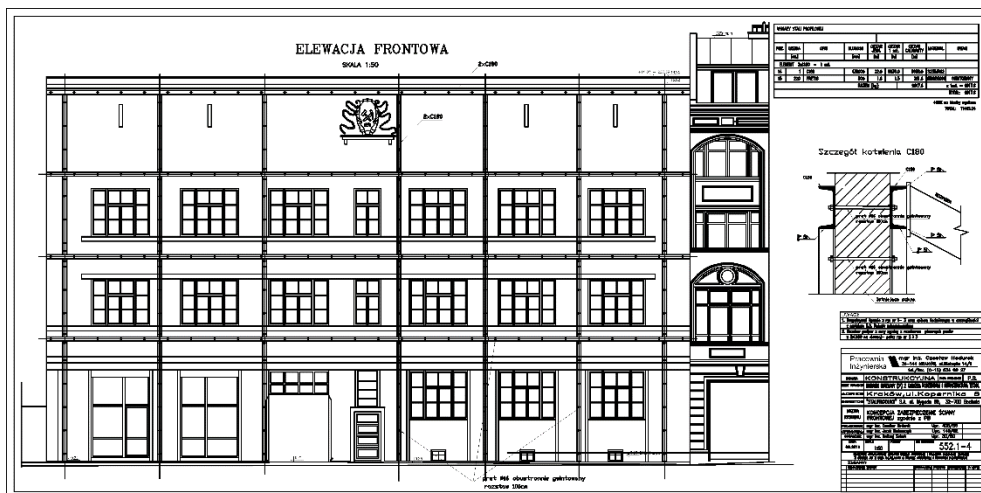


Rys. 3. Pozostawiona ściana frontowa zabytkowej kamienicy z zamontowanym rusztem stalowym



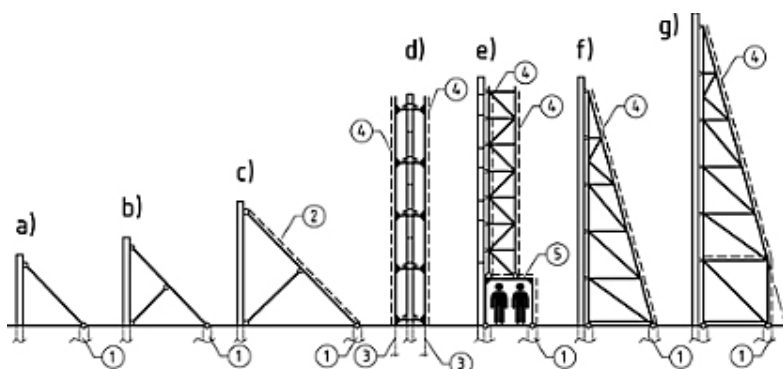
Rys. 4. Pozostawiona część oficyny; stropy odcinkowe wsparte na słupach żeliwnych

Zabytkowa ściana frontowa została odpowiednio zabezpieczona. W tym celu w pierwszym etapie wykonano z obu stron ściany ruszt z cięwników C180 łączonych prętami gwintowanymi M16 co około 1m, by po wzmocnieniu fundamentów ściany zamocować kratownicę podpierającą ścianę frontową. Kratownicę wykonano z rur kwadratowych różnej wielkości, spawanych na budowie. Pasy, słupki i krzyżulce przepuszczane były przez wykonywane w stropach otwory.



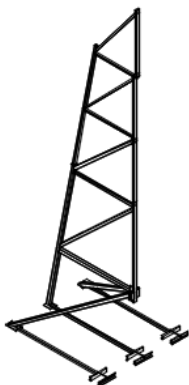
Rys.5. Schemat usytuowania ceowników na ścianie frontowej od strony ulicy (*Pracownia Inżynierska Czesław Hodurek*)

Podbicie istniejących fundamentów wykonywano kolumnami „jet-grouting”. Ze względu na małą wysokość piwnic i brak możliwości osadzenia całego zbrojenia sztywne na projektowaną głębokość 10 m, zdecydowano się na wykonanie wzmocnienia fundamentów w dwóch etapach. Początkowo wykonano kolumny gruntowo-cementowe o głębokości 6 m i średnicy 80 cm, a następnie, dopiero po rozbiórce budynku, dużą wiertnicą wykonano kolumny o głębokości 10 m. Usytuowane one były pomiędzy wcześniej wykonanymi kolumnami. Tak wykonana palisada została połączona oczepem z dwuteownikami IPE200. Kolumny „jet-grouting” wykonano także pod podporami zabezpieczenia ściany. Zabezpieczenie ściany frontowej musiało być utrzymane do czasu, gdy role stężenia ścian mogły przejść nowe stropy kondygnacji nadziemnych.



Rys. 6. Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych stężeń remontowych typu zastrzałowo-wspornikowego; 1 - fundament tymczasowy (nowo projektowany albo wykorzystany istniejący), 2 - stężenie kratowe lub ramowe, 3 - pal stalowy, 4 - stężenie kratowe, 5 - stalowa rama portalowa (*Kuchta 2015*)





Rys. 7. Pojedynczy segment zabezpieczenia ściany frontowej budynku przy ulicy Kopernika 6 w Krakowie (*Hotel Ferreus – projekt budowlany, projekt wykonawczy, Pracownia Inżynierska Czesław Hodurek*)

Rys. 8. Zdjęcie zabezpieczenia na placu budowy

#### 4. Rodzaje zabezpieczenia wykopu

Częstym problemem, z jakim muszą zmierzyć się inżynierowie, jest realizacja głębokich wykopów w terenach gęsto zabudowanych, takich jak np. centra miast. Powodem tego jest fakt, iż w śródmiejskich i zabytkowych dzielnicach miasta nierzadko buduje się tzw. „plomby” w miejscach nieużytecznych i zniszczonych budynków (Siemińska- Lewandowska 2014). Z uwagi na wymagania mające na celu zapewnienie wystarczającej ilości miejsc postojowych dla samochodów, przede wszystkim tych należących do użytkowników budynku oraz wysokie koszty działek i chęć jak najbardziej efektywnego ich wykorzystania realizuje się budynki o kilku kondygnacjach nadziemnych jak i podziemnych. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, nakłada na inwestorów m.in. następujące wymagania (Szulborski, Michalik, Woźniak 2009):

-w zagospodarowaniu działki budowlanej należy zapewnić, stosownie do jej przeznaczenia i sposobu zabudowy, odpowiednią liczbę miejsc postojowych dla samochodów użytkowników stałych i przybywających okresowo, w tym również miejsc postojowych dla samochodów, z których korzystają osoby niepełnosprawne.

- liczbę i sposób urządzenia miejsc postojowych lub budowy garaży należy dostosować do ustalonych przez właściwy organ warunków zabudowy i zagospodarowania terenu, z uwzględnieniem potrzebnej liczby miejsc, z których korzystają osoby niepełnosprawne, przy zachowaniu warunków technicznych określonych w rozporządzeniu.

Te warunki powodują, że konieczne staje się projektowanie i wykonywanie głębokich wykopów. Ich realizacja, szczególnie na terenach zabudowanych wymaga rozwiązania wielu zagadnień z dziedziny geotechniki jak i budownictwa inżynierskiego (Rychlewski 2006).

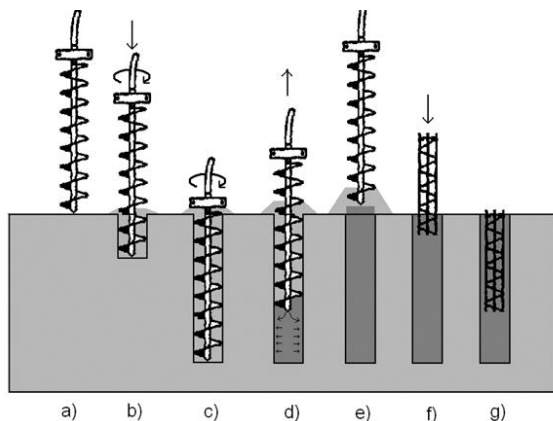
Pierwszym i podstawowym krokiem jest rozpoznanie podłoża, w którym będzie prowadzony wykop, a docelowo posadowiony budynek. Badania geotechniczne powinny obejmować cały teren robót i jego bezpośrednie otoczenie. Należy również określić parametry geotechniczne takie, jak dane dotyczące wytrzymałości i ścisłości gruntów w podłożu (*Rychlewski 2006*). Innym ważnym problemem jest lokalizacja. Powstająca w wykopie konstrukcja podziemna, a następnie część nadziemna obiektu, często styka się z istniejącą zabudową, która z reguły jest wiekowa. Ważne jest więc bezpieczeństwo robót i ograniczenie niekorzystnego oddziaływania na sąsiadujące z wykopem obiekty. Powyższe kwestie jak głębokość wykopu, poziom wody gruntowej, a także uwarunkowania środowiskowe wpływają na dobór rodzaju obudowy i sposób wykonywania konstrukcji (*Siemińska-Lewandowska 2014*).

Biorąc pod uwagę przemieszczenia podłoża i ściany wykopu, (*Siemińska-Lewandowska 2014*) obudowy można podzielić na:

- Obudowy podatne (stosowane, jeśli deformacje terenu są akceptowalne):
  - ściana berlińska,
  - ściana z grodzic stalowych nazywana ścianką szczelną,
  - ściany gwoździowane.
- Obudowy sztywne (zapewniające ograniczenia oddziaływań na sąsiadów):
  - ściany szczelinowe formowane w gruncie lub prefabrykowane,
  - ściany z kolumn formowanych iniekcją strumieniową „jet-grouting”,
  - palisady z pali CFA lub mikropali.

W literaturze rurowane pale CFA znane są pod wieloma nazwami: CFP, VDW, SPO oraz CSP. Na poniższym rysunku schematycznie przedstawiono fazy wykonywania rurowanych pali CFA, (*Rychlewski 2012*) gdzie poszczególne podpunkty przedstawiają:

- a) Ustawienie świda łącznie z rurą obsadową,
- b) Wiercenie świdem z jednoczesnym zagłębianiem rury obsadowej,
- c) Dowiercanie do pewnej głębokości,
- d) Podciąganie świda wraz z rurą z jednoczesnym tłoczeniem mieszanki betonowej przez rurę rdzeniową,
- e) Zabetonowanie pala z pewnym naddatkiem,
- f) Pograżenie zbrojenia,
- g) Wprowadzenie zbrojenia (na całej długości lub tylko do górnej części pala).



Rys. 9. Etapy wykonywania pali CFA (*Rychlewski 2012*)



Przemieszczenia poziome obudowy wykopu stanowią jedną z zasadniczych przyczyn, powodujących przemieszczenia poziome podłoża gruntowego w bezpośrednim sąsiedztwie wykopu. W przypadku inwestycji realizowanych w otoczeniu istniejącej zabudowy, konieczne jest ograniczenie tych przemieszczeń – w takich warunkach preferowane są obudowy „sztywne” (Szulborski, Michalik, Woźniak 2009).

Należy również zapewnić stateczność wykopu, która może być uzyskana przez zastosowanie rozpór. Wybór metody rozparcia obudowy wykopu zależy od uwarunkowań takich jak: rodzaj obudowy, wymiar wykopu, warunki gruntowo-wodne, układ konstrukcyjny obiektu powstającego w wykopie, uwarunkowania prawne i administracyjne związane z granicą działki przeznaczoną na zabudowę. W zależności od szerokości wykopów rozpiera się je rozporami drewnianymi lub stalowymi z kształtowników, kratownic lub rur. W przypadku głębokich wykopów najczęściej stosowane są rozpory stalowe z rur o średnicy 500 mm i 800 mm. Przy znacznych szerokościach wykopu należy stosować pośrednie podparcie, jak na przykład zastrzały wykonane z profili stalowych. Pośrednie podparcia utrudniają pracę i są uciążliwe dla wykonawców, co stanowi ich niewątpliwą wadę (Siemińska-Lewandowska 2010).

Hotel Ferreus umiejscowiony jest w zwartej zabudowie w centrum Krakowa. Jest budynkiem siedmio- i ośmiokondygnacyjnym, z czego dwie to kondygnacje podziemne. Posadowiony jest na średnio zagęszczonych piaskach drobnych i średnich. Poziom wody gruntowej stabilizuje się 9 m poniżej poziomu terenu. Fundamenty sięgają głębokości -8,60 m z niewielkimi lokalnymi przegłębieniami - maksymalnie do -10,12 m, wystąpiła więc konieczność wykonania głębokich wykopów.

W tym przypadku obudowę wykopu wykonano z pali o średnicy 430 mm i długości od 9 do 13 m rozstawionych co 500 mm. Otwory wiercono koronką w rurze obsadowej ze względu na konieczność przewiercania się przez fundamenty ceglane oraz warstwy gruzowo ceglane. Kolejnym krokiem było wprowadzenie mieszanki betonowej, a następnie przy użyciu wibromłota wciskanie zbrojenia sztywnego w postaci dwuteownika IPE. Rozparcie wykopu na poziomie -1 stanowiły rury  $\varnothing 711/10$ , a na poziomie -2 ukośne zastrzały wykonane z dwuteowników HEB 300 i 260.



Rys. 10. Obudowa wykopu - budowa Hotelu Ferreus; w centralnej części palisada VDW; po prawej stronie zdjęcia – pale „jet-grouting”



Rys 11. Rozpory wykopu na budowie Hotelu Ferreus

Przed wykonaniem stropu żelbetowego na poziomie -1, usunięto rozpory pierwszego poziomu i zastąpiono je ukośnymi zastrzałami opartymi na stropie nad poziomem -2. To działanie zostało poprzedzone obliczeniami sprawdzającymi oraz pomysłnymi wynikami pomiarów osiadania zabudowy sąsiedniej.

## 5. Wpływ budowy na sąsiadujące obiekty

Nowoprojektowane obiekty plombowe zwykle posadowione są głębiej niż sąsiadujące z nimi, często zabytkowe, budynki śródmiejskie. Podczas realizacji takich obiektów występują odkształcenia podłoża gruntowego w bezpośrednim sąsiedztwie wykopu. Są one spowodowane głównie (Szulborski, Michalik, Woźniak 2009):

- zmianą stanu naprężenia i odkształcenia w gruncie, związaną z przemieszczeniami obudowy wykopu,
- odkształceniami podłoża gruntowego spowodowanymi jego odciążeniem wykopem (odprężenia), a następnie obciążeniem nowym budynkiem,
- osiadaniem powierzchni terenu spowodowanym obniżeniem zwierciadła wody gruntowej.

Odkształcenia te mogą występować z większym nasileniem w wypadku zaistnienia nieprawidłowości bądź błędów w trakcie projektowania i realizacji (Szulborski, Michalik, Woźniak 2009).

Na zasięg oddziaływania wykopu wpływa odkształcalność gruntów, głębokość wykopu, rozmiar rzutu wykopu, zasięg i czas trwania ewentualnego obniżenia zwierciadła wody gruntowej, a także jakość i rodzaj zabezpieczenia wykopu. Przy ocenie oddziaływania wykopu na budynki sąsiednie wyróżnia się dwie strefy oddziaływania wykopu (Runkiewicz, Sieczkowski 2015):

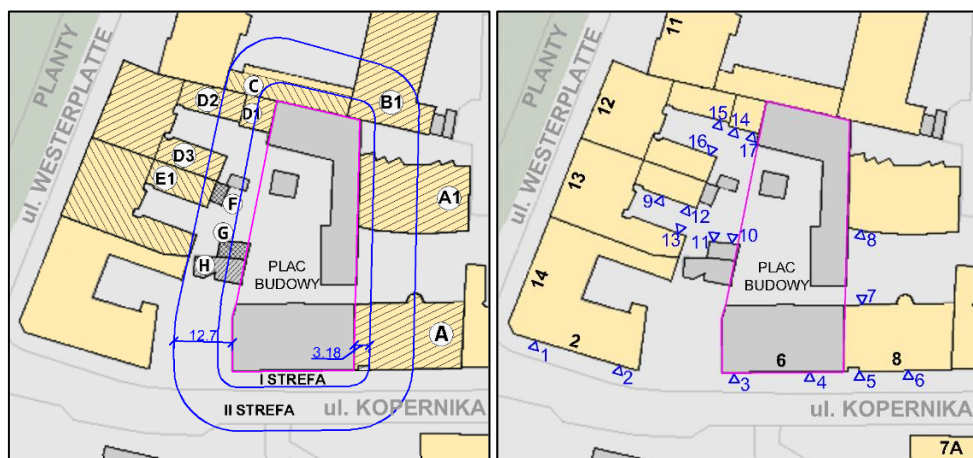
- strefa bezpośrednich oddziaływań wykopu  $S_1$  – obszar w bezpośrednim sąsiedztwie wykopu, w którym w szczególnych przypadkach mogą wystąpić przemieszczenia podłoża zagrażające nośności konstrukcji budynku,

- strefa **S<sub>II</sub>** – fragment strefy oddziaływań wykopu, w którym występujące przemieszczenia podłoża mogą powodować uszkodzenia w budynku niezagrażające nośności konstrukcji.

Tab. 1. Szerokość stref oddziaływania wykopu (*Instrukcja ITB nr 375/2*)

Rodzaj gruntu:	<b>S<sub>I</sub></b>	<b>S<sub>II</sub></b>
Wykop w piaskach	0,5 H <sub>w</sub>	2,0 H <sub>w</sub>
Wykop w glinach	0,75 H <sub>w</sub>	2,5 H <sub>w</sub>
Wykop w ilach	1,0 H <sub>w</sub>	3-4 H <sub>w</sub>
H <sub>w</sub> – głębokość wykopu		

Rzeczywiste przemieszczenia podłoża są wyznaczane i kontrolowane za pomocą reperów zainstalowanych w ścianach, fundamentach i innych elementach istniejących w pobliżu budynku (*Instrukcja ITB nr 375/2*).



Rys. 12. Zasięg oddziaływania głębokiego wykopu – budowa Hotelu Ferreus;  
A-nowy budynek frontowy, A1-nowa oficyna, B1, D1, D2, D3, E1 – oficyny,  
C-przewiązka między budynkami przy ul. Westerplatte 11,  
F-parterowa przybudówka, G,H-budynek parterowy;

Rys. 13. Rozmieszczenie reperów (Rysunki wykonane na mapach Obserwatorium MSIP na podstawie opracowania Pracowni Inżynierskiej Czesław Hodurek oraz szkicu usytuowania reperów – Re-Bau sp.z o.o.)

Rozwój fundamentowania i wzmacniania podłoża spowodował, że coraz częściej projektanci i wykonawcy sięgają przy wielu realizacjach po techniki dynamiczne. Mają one wiele zalet, jednak w przypadku prowadzenia tego typu prac w gęstej zabudowie należy zwrócić szczególną uwagę na wpływ jaki mogą one wywierać na sąsiednie obiekty. Ze względu na tymczasowy charakter drgań pojawiających się przy pracach budowlanych, pomija się ich wpływ na ludzi. Zakłada się możliwe przekroczenie dopuszczalnych wartości drgań i wystąpienia chwilowego dyskomfortu – najczęściej z wyłączeniem okresu nocnego (*Kawecki 1999*).

W odróżnieniu od oddziaływań statycznych, drgania i ich propagacja jest nieintuicyjna. Zależą one od bardzo wielu czynników: rodzaju konstrukcji, jej stanu technicznego, użytych materiałów, sposobu posadowienia, warunków gruntowych i wodnych, rodzaju drgań (ciągłe, krótkotrwałe), a nawet pory roku, ponieważ zamarznięta wierzchnia część gruntu zwiększa swoją sztywność przez co lepiej propaguje wibracje (Rychlewski 2015). Na placu budowy drgania generują: udarowe lub wibracyjne wbijanie pali lub ścianek szczelnych, wiercenie pali w gruntach skalistych, praca walców i zagęszczarek czy wibromłotu, przejazd ciężkich pojazdów budowlanych czy prace wyburzeniowe. W zależności od źródła drgań, orientacyjny zasięg ich wpływu waha się od 20 do nawet 60 m. Konkretna wartość zasięgu powinna być każdorazowo ustalona indywidualnie.

W wyniku oceny stanu technicznego obiektów istniejących w pobliżu budowy „plomb” z głębokim posadowieniem oraz przewidywanych jego zmian należy wykonać zabezpieczenia i wzmocnienia istniejących budynków. Główną przyczyną stosowania tych zabiegów są zmiany właściwości podłoża, do których istniejące obiekty nie są na ogół przystosowane (Runkiewicz 2007). Bardzo często zdarza się, że głębokość posadowienia fundamentów istniejącej zabudowy jest płytsza, niż posadowienie nowo realizowanego obiektu. Należy więc wybrać rozwiązanie konstrukcyjne, które zapobiegnie przekazywaniu obciążenia z projektowanego budynku na istniejącą już zabudowę, a równocześnie zabezpieczyć budynek sąsiedni przed negatywnymi skutkami wykopu. Dlatego wykonuje się „podbicia” istniejących fundamentów stosując np. technologię „jet- grouting” (Dudkiewicz, Orgonek 2017).

W celu możliwości analizy wpływu wykopu i budowy na obiekty sąsiednie należy przed rozpoczęciem prac dokładnie zinventaryzować uszkodzenia budynków istniejących. Można dokonać tego w postaci szczegółowego opisu popartego fotografiami czy rysunkami określającymi położenie i wielkość ewentualnych uszkodzeń. Następnie w trakcie wykonywania prac budowlanych należy dokonywać kontroli, których częstotliwość powinna być dostosowana do tempa postępu robót, a zakończona dopiero w momencie stabilizacji odkształceń podłoża gruntowego (Runkiewicz, Sieczkowski 2015). Należy bowiem pamiętać, że proces przemieszczeń podłoża gruntowego nie kończy się w momencie wykonania wykopu. Ocenia się, że w podłożach piaszczystych kończy się on prawie bezpośrednio po zakończeniu budowy, natomiast w gruntach spoistych trwa nawet do trzech lat od tego momentu. Przeciętnie można oszacować, że w podłożach niejednorodnych proces ten trwa jeszcze około roku po zakończeniu (Szulborski, Michalik, Woźniak 2009).

W przypadku Hotelu Ferreus lokalizacja w centrum Krakowa stanowiła spore wyzwanie. Otoczenie budynku stanowią w większości stare budynki o konstrukcji tradycyjnej, które nie są podpiwniczone. W bezpośrednim sąsiedztwie znajduje się tylko jeden budynek mieszkalny o konstrukcji żelbetowej, z jedną kondygnacją podziemną (Hodurek, Hodurek 2017).

W celu wyznaczenia wpływu głębokiego wykopu na sąsiednią zabudowę zostały wykonane odpowiednie obliczenia. W projekcie wyznaczono strefę bezpośrednich oddziaływań wykopu, która wynosiła  $S_I = 1,42 \div 3,18$  m (w zależności od analizowanego budynku), oraz strefę  $S_{II} = 12,7$  m (Rys.12). Określono również dopuszczalne przemieszczenia poziome. Przemieszczenia te kontrolowano korzystając



z reperów (rys.13), których funkcje pełniły stalowe pręty wklejone w ściany budynków sąsiednich zgodnie z wytycznymi konstruktora. Przed rozpoczęciem robót został wykonany pomiar bazowy. Maksymalne pomierzone przemieszczenia pionowe zabudowy sąsiedniej wyniosły 5,83 mm (dopuszczalna wartość 7 mm), natomiast maksymalne przemieszczenia poziome wyniosły 21 mm (dopuszczalna wartość 32 mm). Rzeczywiste osiadanie zabudowy sąsiedniej było mniejsze niż określone w dokumentacji projektowej. (*Hodurek, Hodurek 2017*).

W trakcie budowy okazało się, że fundamenty sąsiedniego budynku są posadowione bardzo płytko. W celu rozwiązania problemu została wykonana palisada z mikropali, z co drugim palem zbrojonym zbrojeniem sztywne, przy tych fundamentach (*Hodurek, Hodurek 2017*). Mikropale w górnej części zostały podparte oцепem, który zakotwiono do istniejącej zabudowy.

Można stwierdzić, że głębokie posadowienie budynków i ich wpływ na sąsiednią zabudowę stanowią jeden z ważniejszych problemów do rozwiązania podczas planowania nowej inwestycji (*Runkiewicz, Sieczkowski 2015*).

## 6. Wpływ poziomu występowania wód gruntowych na proces budowlany

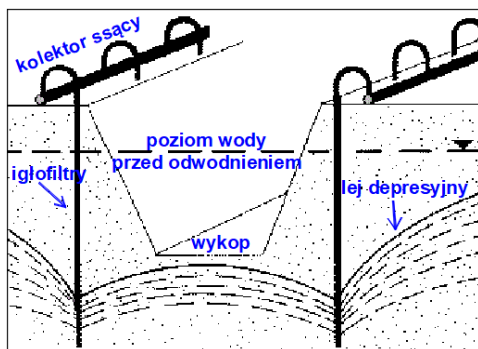
Przed rozpoczęciem robót budowlanych związanych z wykopem należy na podstawie dokumentacji geotechnicznej ocenić położenie poziomu wód gruntowych w stosunku do dna wykopu i podjąć decyzję o sposobie prowadzenia prac i konieczności odwadniania terenu. W przypadku, kiedy zasięg leja depresji wykracza poza granice działki, konieczne jest uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego, zgodnie z wymaganiami ustawy Prawo wodne, które wydaje organ administracji geologicznej w terminie do 30 dni od daty złożenia wniosku. W ten sposób czas oczekiwania na rozpoczęcie budowy może się znacznie wydłużyć. Konsekwencje związane z wpływem odwodnienia na budynki i zielen powodują, że inwestor często rezygnuje z kilkukondygnacyjnych podziemi i głębokiego wykopu (*Siemińska-Lewandowska 2010*).

Obecność wody gruntowej znacząco utrudnia konstruowanie i budowę fundamentów oraz podziemi. Wykopy często sięgają poniżej zwierciadła wody, a każdy kolejny metr głębokości wykopu powoduje nieproporcjonalnie duży wzrost kosztu robót. Ocena warunków wodnych i stateczności dna wykopu musi być każdorazowo indywidualna i wymaga ostrożności i przezorności, ponieważ błędy na tym etapie mogą okazać się katastrofalne w skutkach. Prowadzenie wykopów poniżej poziomu wody wymaga odpowiednich zabiegów (*Rychlewski 2006*):

- pompowania wody z ujęć wewnątrz wykopu – taka możliwość jest jednak ograniczona ze względu na groźbę upłynięcia i rozluźnienia podłoża fundamentu,
- wykonania tzw. depresji poprzez pompowanie wody za pomocą studni znajdujących się zwykle poza obszarem wykopu, powoduje ono obniżenie poziomu wód gruntowych na obszarze wykopu i w jego otoczeniu – sposób ten jest trudny i drogi, powoduje konieczność pompowania i zrzutu do wodociągów znacznych objętości wody; głębokie odwodnienie powoduje osiadanie przyległych budowli i szkody w roślinności przez co konieczne bywa sztuczne nawadnianie otoczenia,
- odcięcia dopływu wody gruntowej przez obudowę (ścianę szczelinową, ściankę szczelną) zagłębioną w mało przepuszczalnych gruntach; przy takim rozwiązaniu istnieje zagrożenie wyłamania dna wykopu przez napór wody od dołu,

dlatego konieczne bywa pompowanie obniżające ciśnienie (zwykle dużo mniejsze objętości wody niż w przypadku wykonywania depresji, ale konieczna jest niezawodność pracy pomp, gdyż odbudowa ciśnienia następuje bardzo szybko (Pęski, Dawidowski 2002). Stosowane bywają również specjalne środki zmniejszające parcie wody na obudowę wykopu – np. otwory lub dreny odprowadzające lokalnie wodę z za obudowy.

Planując inwestycję należy mieć na uwadze, że wzrost głębokości posadowienia powoduje skokowe zwiększenie trudności i kosztu budowy, zwłaszcza jeśli powoduje potrzebę głębokiego odwodnienia. Często w projekcie przewiduje się zmianę rodzaju obudowy wykopu jedynie z uwagi na system odwodnienia i jego wysokie koszty.



Rys. 14. Igłofiltr - schemat działania ([www.klaudia.eu](http://www.klaudia.eu));

Rys. 15. Igłofiltr - zastosowanie na budowie Hotelu Ferreus

Budynek Hotelu Ferreus przy ulicy Kopernika 6 w Krakowie posadowiony jest w gruntach niespoistych, a poziom wód gruntowych stabilizuje się 9 m poniżej poziomy terenu. W miejscach przegłębień, które sięgały do poziomu -10,12 m zachodziła konieczność zastosowania odwodnienia. W przypadku tej realizacji zdecydowano się na zastosowanie igłofiltrów (Rys. 15).

## 6. Podsumowanie

Wzrastająca wartość gruntów w przestrzeni miejskiej jak również chęć maksymalnego wykorzystania uzbrojonych działek skłania inwestorów do zagęszczania i uzupełniania istniejącej zabudowy.

Sytuacja ta wiąże się zazwyczaj z koniecznością rozebrania całości lub części obiektu obecnie istniejącego. W połączeniu z zabytkowym charakterem wielu polskich centrów miast oznacza to konieczność wykonania projektu rozbiórki, szczególnie w sytuacji, gdy konserwator zabytków decyduje, że ze względu na walory historyczne konieczne jest pozostawienie jakiejś części starego budynku. W takich przypadkach wymagane jest zwrócenie szczególnej uwagi na pierwszy etap realizacji jakim jest rozbiórka.

Kolejnym problemem, z którym borykają się projektanci i wykonawcy obiektów budowanych w ścisłej zabudowie miejskiej, są głębokie wykopu – obecnie nieodłączny element większości realizacji. Należy starannie przeanalizować wpływ takiego wykopu na zabudowę sąsiednią. Dodatkowym zagadnieniem do analizy jest



problem wysokiego poziomu wód gruntowych. W zależności od rodzaju zastosowanego odwodnienia konieczna bywa analiza wpływu tworzącego się leja depresji na sąsiednie, często zabytkowe budynki.

Wykonywanie obiektów w gęstej zabudowie miejskiej to wieloetapowe zadanie, które wymaga kooperacji wszystkich uczestników procesu budowlanego. W przypadku Hotelu Ferreus ścisła współpraca inwestora (Stalprodukt SA), architekta (ABP s.c. T. Póchlópek, M. Stępień), konstruktora (Pracownia Inżynierska Czesław Hodurek), generalnego wykonawcy (Re-Bau sp. z o.o.), podwykonawców oraz konserwatora zabytków zapewniła bezpieczeństwo zarówno nowej jak i zabytkowej konstrukcji, również obiektów sąsiednich. Na podstawie przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że stany graniczne gruntu nie zostały przekroczone co można zawdzięczać staranności wykonania robót oraz poprawności przyjętych rozwiązań.

Autorki referatu składają serdeczne podziękowania pracownikom firmy Re-bau za okazaną pomoc; udzielenie informacji niezbędnych przy pisaniu referatu, udostępnienie zdjęć z placu budowy oraz umożliwienie zapoznania się z projektem oraz z budową.



Rys. 16. Wizualizacja Hotelu Ferreus ([www.re-bau.com](http://www.re-bau.com));

## 7. Bibliografia

Dudkiewicz J., Organek P., 2017, „Problemy wznoszenia budynków plombo-  
wych w zwartej zabudowie miejskiej z zachowaniem historycznych ścian fronto-  
wych”, Materiały Budowlane, 11/2017, Wydawnictwo SIGMA-NOT, Warszawa.

Hodurek Cz., 2011-2016, Hotel Ferreus – projekt budowlany, projekt wykonaw-  
czy, Pracownia Inżynierska Czesław Hodurek, Kraków.

Hodurek M., Hodurek C., 2017, „Budowa Hotelu Ferreus w Krakowie - problemy  
związane z realizacją budynku w zwartej zabudowie miejskiej”, Inżynieria i Budow-  
nictwo, nr 10/2017, Fundacja PZITB Inżynieria i Budownictwo, Warszawa.

Jermołowicz P., 2018, „Obudowy głębokich wykopów – rodzaje”, [www.inzynieriasrodowiska.com.pl](http://www.inzynieriasrodowiska.com.pl).

Kapela M., 2014, „Problemy konstrukcyjne wykonywania budynków „plombo-  
wych”. Rozbiórki i wyburzenia budynków w zabudowie pierzejowej”, monografia Bu-  
downictwo na obszarach zurbanizowanych Nauka, praktyka, perspektywy, Politech-  
nika Lubelska, Lublin.

Kawecki J., „Uwzględnienie wpływów dynamicznych przy inwestycjach  
w obszarach zurbanizowanych” Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej  
„Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce 1999

Kuchta K., 2015, „Zastosowanie stalowych stężeń prętowych w renowacji  
i modernizacji obiektów zabytkowych, Mat. VIII Konferencji Naukowo-Technicznej  
„Renowacja budynków i modernizacja obszarów zabudowanych”, Zielona Góra.

Łukowski M., 2007, „Przegląd metod rozbiórki budynków i budowli - w tym za-  
sady zachowania bezpieczeństwa ludzi i sąsiednich obiektów”, Mat. XXII Konferencji  
„Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, wyd. PZITB, Szczyrk.

Pęski S., Dawidowski S., 2002, „Problemy realizacji głębokich wykopów i zmian  
stosunków wodnych na przykładzie budynku TP S.A.”, Seminarium: Głębokie wy-  
kopy na terenach wielkomiejskich, Warszawa 2002.

Rawska-Skotniczny A., Margazyn A., 2016, „Rozbiórki budynków i budowli”,  
PWN, Warszawa.

Runkiewicz L., Sieczkowski J. 2015 „Problemy techniczne budowy obiektów na  
terenie istniejącej gęstej zabudowy”, Przegląd budowlany, nr 9/2015, Zarząd Główny  
Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, Warszawa.

Runkiewicz L., 2007, „Wzmacnianie i zabezpieczanie istniejących obiektów  
w sąsiedztwie realizowanych plomb”, Mat. XXII Konferencji „Warsztat Pracy  
Projektanta Konstrukcji”, wyd. PZITB, Szczyrk.

Rychlewski P., 2006, „Głębokie wykopy w zabudowie miejskiej”, Geoinżynieria:  
drogi mosty tunele, nr 4, pp 44-52, 2006.

Rychlewski P., 2015, „Wpływ dynamicznych technologii palowania i wzmacnia-  
nia podłoża na otoczenie”, [www.inzynierbudownictwa.pl](http://www.inzynierbudownictwa.pl)

Siemińska- Lewandowska A., 2014, „Głębokie wykopy w miastach”, monografia  
Budownictwo na obszarach zurbanizowanych Nauka, praktyka, perspektywy, Poli-  
technika Lubelska, Lublin.

Siemińska- Lewandowska A., 2010, „Budowa obiektu a obudowa wykopu - nie-  
łatwe zależności”, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, marzec-kwiecień 2010,  
NBImedia, Kraków.

Stypuła K., 2006, „Drgania i wibracje”, Centrum Szkolenia i Organizacji Systemów  
Jakości Politechniki Krakowskiej im. Tadeusza Kościuszki, Kraków.

Szulborski K., 1999, „Problemy konstrukcyjne w realizacji inwestycji wznoszo-  
nych w zabudowie zwartej”, V Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy  
Rzeczoznawcy Budowlanego”, Kielce 1999.

Szulborski K., Michalik H., Woźniak M., 2009, „Zabezpieczenia i obserwacja  
obiektów w sąsiedztwie głębokich wykopów”, Materiały XXIV Konferencji „Warsztat  
Pracy Projektanta Konstrukcji”, wyd. PZITB, Wisła.

Instrukcja ITB nr 376/2002, Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wyko-  
pów, 2002, Warszawa.

Ustawa z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami  
(tekst jedn.: Dz.U. z 2014 r. poz. 1446 ze zm.).

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 3 lipca 2003 r. w sprawie szczegóło-  
wego zakresu i formy projektu budowlanego. Dz.U. nr 120 poz. 1133.

**Bartłomiej Adamiak**  
*jacekadamiak@gmail.com*  
**Bartosz Pańko**  
*bartek-panko@wp.pl*  
**Daniel Tokarski**  
*d.tokarski@pswbp.pl*

Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury  
Państwowa Szkoła Wyższa im. Papieża Jana Pawła II w Białej Podlaskiej,  
Wydział Nauk Ekonomicznych i Technicznych

## **KONCEPCJA ZASTOSOWANIA KOMPOZYTU WAPIENNO-KONOPNEGO W PRZEGRODACH ZEWNĘTRZNYCH EKO OBIEKTÓW**

### **CONCEPT OF APPLICATION OF LIME-CONTAIN COMPOSITE IN THE EXTERNAL BAYERS OF THE ECO OBJECTS**

**Słowa kluczowe:** *ciepło, przegroda ścienna, konopie przemysłowe*

#### **1. Streszczenie**

Temat ukierunkowany na poszukiwanie technologii realizacyjnych gwarantujących trwałość, użyteczność, efektywność energetyczną i piękno przy ograniczonych środkach finansowych. Podjęto próbę stworzenia projektu budynku jednorodzinnego, opartego na jak najlepszej izolacyjności termicznej z zastosowaniem, najnowszych technologii oraz dostosowaniem obiektu do potrzeb młodego społeczeństwa. Przyjęto rozwiązanie technologii przyjaznych dla środowiska opartych na szkieletowym modelu budynku, z wypełnieniem paździerzami konopno-wapiennymi. Praca ma na celu omówienie technologii budowania z zastosowaniem konopi przemysłowej.

#### **2. Wprowadzenie**

Zgodnie ze stale rozwijającą się świadomością ekologiczną, coraz bardziej poszukiwane są takie rozwiązania budowlane, które jak najbardziej zminimalizują wydzielanie gazów cieplarnianych do atmosfery. W budownictwie stale dąży się do wykorzystywania takich materiałów, które przy jak najmniejszej szkodliwości ekologicznej będą spełniały wszelkie normy oraz wygórowane wymagania termiczne jak i wytrzymałościowe.

Zmniejszenie wpływu na środowisko materiałów budowlanych może być także, egzekwowane poprzez wykorzystanie odpadów budowlanych, oraz materiałów roślinnych, takich jak słoma zbożowa, lniana, konopna. Takie materiały, w połączeniu ze spoiwem wapiennym tworzą kompozyt, o wysokich parametrach termoizolacyjnych oraz wytrzymałościowych. Dzięki reakcjom zachodzącym w procesie fotosyntezy, już podczas wzrostu, rośliny te pochłaniają duże ilości dwutlenku węgla z atmosfery.

Z tymi cechami, już w procesie wytwarzania materiałów budowlanych, budynek staje się przyjazny dla środowiska. Wykorzystywane kompozyty oraz technologie ograniczające emisję gazów cieplarnianych w budynkach jednorodzinnych, sprawiają, że obiekt budowlany jest trwały, oszczędny, a także przyjazny dla środowiska.

### 3. Idea budownictwa pasywnego

Budownictwo pasywne jest zaawansowaną formą budownictwa energooszczędnego cieszącą się coraz większą popularnością. Dzieje się tak dzięki stale rosnącej świadomości ekologicznej inwestorów, oraz stale rosnącymi kosztami eksploatacji budynków tradycyjnych. Budowa budynku pasywnego jest zadaniem trudnym i wymagającym staranności wykonawców, wykorzystania materiałów budowlanych o najwyższej, jakości, oraz zastosowania systemów, które wpływają na zmniejszenie strat ciepła. Już w fazie projektowania ważne jest odpowiednie wkomponowanie budynku w otoczenie, z efektywnym wykorzystaniem warunków lokalnych, na potrzeby energetyczne.

W celu uniknięcia strat ciepła, bryła budynku powinna być jak najbardziej zwarta, przybliżona kształtem do prostopadłościanu. W praktyce zaleca się unikanie połaci dachowych o bardzo złożonych kształtach. Nieodzowną cechą budownictwa pasywnego jest również atrakcyjny wygląd, funkcjonalność pomieszczeń oraz komfort użytkowania.

Pierwsze budynki łączące te kwestie powstawały w Niemczech już na początku lat dziewięćdziesiątych. Ich architektura, oraz użyte technologie podporządkowywały się ściśle określonym wymogom energetycznym. Efektem tych działań była jednak niska estetyka wizualna całości budynku.

Obecnie łatwa dostępność wszelkich materiałów izolacyjnych oraz urządzeń przeznaczonych do tego typu budownictwa sprawia, że możliwe jest projektowanie obiektów budowlanych zgodnych z aktualnie obowiązującymi trendami architektonicznymi.

Bardzo niskie zapotrzebowanie na ciepło sprawia, że bardzo ważną rolę w bilansie energetycznym domu pasywnego odgrywa ciepło pozyskane z promieni słonecznych. Ważne jest by w odpowiedni sposób je pozyskać i efektywnie je wykorzystać. Istnieje możliwość podzielenia metod pozyskania energii słonecznej na metody pośrednie i bezpośrednie. W systemach pośrednich, słoneczne zyski ciepła pozyskiwane są w części budynku i gromadzone w elemencie akumulacyjnym.

Ciepło zakumulowane np. w dachowym zbiorniku wodnym rozprowadzane jest po budynku drogą przewodzenia i konwekcji. W budynkach pasywnych stosowane jest najczęściej bezpośredni system pozyskiwania zysków słonecznych. Jego ideą jest pozyskiwanie ciepła przez liczne przeszklenia o dużej powierzchni, przyczyniające się do ogrzania powietrza, oraz powierzchni budynku. Dla sprawnego działania tego systemu niezbędna jest wysoka akumulacyjność cieplna przegród, oraz stropu budynku.

Straty ciepła, które przenikają przez okna na każdej z fasad mają taką samą wartość, natomiast solarne zyski ciepła są mocno uzależnione od orientacji przeszkleń. Najkorzystniejszy bilans energetyczny posiadają okna, usytuowane od strony południowej, dlatego też w budownictwie pasywnym stosuje się fasady południowe, z dużymi powierzchniami przeszkleń.

W celu zmniejszenia zapotrzebowania na energię pierwotną, w budynku pasywnym stosuje się odnawialne źródła energii. Aby najefektywniej wykorzystać potencjał odnawialnych źródeł energii konieczne jest wkomponowanie kolektorów słonecznych, pompy ciepła, gruntowych wymienników ciepła w projekt budynku. Dla efektywnej pracy kolektorów słonecznych, odpowiednia będzie niezacieniona powierzchnia dachu, bądź działki budowlanej umożliwiająca montaż instalacji pod kątem od  $30^{\circ}$  do  $50^{\circ}$ .

Najefektywniejszą pracę pompy ciepła można odnotować, przy odpowiednio zaprojektowanym dolnym źródle ciepła. Wody gruntowe, czy wody powierzchniowe, będą najbardziej wydajnym tego typu źródłem. Jednakże ich wykorzystanie, jako źródła ciepła może wymagać pozwolenia wodnoprawnego z ustawy „Prawo Wodne” z dnia 24 października 1974 roku.

Kolejną możliwością do podgrzewania powietrza wentylacyjnego, powinno być rozważenie wykorzystania gruntowego wymiennika ciepła. Odpowiednio zaprojektowany wymiennik ciepła zapobiega oszronieniu rekuperatora, zapewniając temperaturę powietrza nawiewanego powyżej  $0^{\circ}\text{C}$ , nawet przy bardzo niskich temperaturach zewnętrznych. Ponadto zapewnia zysk energetyczny, oraz schładzanie nawiewanego powietrza latem. Choć wymaga odpowiedniej powierzchni działki oraz warunków glebowych, doskonale sprawdza się, jako urządzenie cieplne w technologii domów pasywnych.

Koncepcja budynku pasywnego musi również uwzględniać odpowiednie rozmieszczenie pomieszczeń pod względem energetycznym. W przypadku zaprojektowanego obiektu, przeznaczone na stały pobyt ludzi, oraz pomieszczenia gospodarcze takie jak: garderoba, ciągi komunikacyjne, przedsionki, schowki, garaż a także kotłownia. Z uwagi na założenia projektowe dotyczące utrzymania w wyżej wymienionych pomieszczeniach niższej temperatury ( $>22^{\circ}\text{C}$ ), najkorzystniej jest zlokalizować je w północnej części budynku, tak, aby stanowiły one dodatkowy bufor ciepła.

Pomieszczenia takie jak pokój dzienny, kuchnia, jadalnia, sypialnie, które przeznaczone są na stały pobyt ludzi należy umiejscowić od strony południowej, zachowując warunki komfortu cieplnego. Temperatura powietrza powinna być tu utrzymywana na poziomie  $20\text{--}25^{\circ}\text{C}$  w łazienkach przy wykorzystaniu zysków ciepła wygenerowanych z energii słonecznej przez przeszkloną fasadę, czy zyski z urządzeń elektrycznych oraz ludzi, będą tu skrupulatnie wykorzystywane.

Ograniczając straty ciepła, garaż oraz pozostałe pomieszczenia gospodarcze izolują się cieplnie od reszty budynku.

#### 4. Beton konopny

Beton konopny znany w Europie również, jako „hempcrete” jest materiałem kompozytowym, który, idealnie sprawdza się, jako wypełnienie szkieletowych konstrukcji budowlanych, budulec ścian, dachów. Sprawdza się również, jako materiał izolacyjny. Jest betonem lekkim, niepalnym i wodoodpornym, co sprawia, że nie gnije i w 100% ulega ponownemu rozkładowi.

Proces jego produkcji jest bardzo prosty, a kolejność mieszania składników nie jest ściśle określona. Mieszanie komponentów, powinno odbywać się do momentu, gdy wypełniacz zostanie całkowicie przykryty spoiwem wapiennym, a mieszanka uzyska jednorodną konsystencję. Ilość wody zarobowej znacząco wpływa na mieszankę i powinna być ona równa ilości potrzebnej do pełnego związania spoiwa.

Z racji wysokiej nasiąkliwości paździerzy, należy zwrócić szczególną uwagę na ilość wody wprowadzonej do mieszanki. Jej niepożądana ilość może powodować zwiększenie stopnia zagęszczenia, oraz rozsegregowanie składników mieszanki. Zwiększona ilość wody będzie powodowała również, opóźnienia technologiczne związane ze znacznie dłuższym czasem wysychania materiału.



Rys. 1. Paździerz konopne produkcji Podlaskie Konopie

W tym kompozycie paździerz konopne, pełnią rolę wypełniacza. Pozyskiwane są z konopi przemysłowych, które w suchej masie kwiatostanu zawierają poniżej 0,2% substancji psychoaktywnej – tetrahydrokannabinolu (THC). Po uzyskaniu pozwolenia od zarządcy danej jednostki terytorialnej możliwa jest legalna uprawa konopi przemysłowej, także w Polsce.

Paździerzami konopnymi nazywamy pocięte na kawałki zdrewniałe części łodygi roślin. Aby materiał nadawał się do wykorzystania w budownictwie należy go w miarę możliwości oczyścić z włókna i frakcji pylastej, gdyż powodują one wzrost zapotrzebowania na wodę. Kompozyt z racji na dużą liczbę porów w materiałach organicznych, obficie nawodniony, będzie znacznie dłużej wysychał oraz będzie bardziej podatny na korozję biologiczną. Liczne pory świadczą także o wysokiej termoizolacyjności kompozytu.

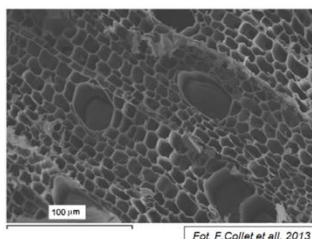
Jako spoiwo w mieszance stosuje się wapno hydratyzowane, hydrauliczne, ich mieszankę, lub wapno hydratyzowane z dodatkami takimi jak cement lub pucolany. Spoiwo musi być jednak oparte na wapnie z uwagi na jego specyficzne właściwości, takie jak higroskopijność, paroprzepuszczalność, a także odczyn zasadowy. Właściwości te sprawiają, że zastosowanie go w połączeniu z materiałem organicznym, jest możliwe. Paroprzepuszczalność zapewni swobodną dyfuzję pary wodnej przez przegrodę, a wysoka alkaliczność zapobiegne rozwojowi grzybów pleśniowych. Wapno hydratyzowane, wiążąc w długotrwałym procesie karbonatyzacji, pochłaniając dwutlenek węgla z atmosfery, które zmienia się w wyjściowy węglan wapnia. Aby przyspieszyć proces wiązania, oraz częściowo nadać spoiwu właściwości hydrauliczne, stosuje się częściowe zamienniki wapna w postaci cementu, pucolan oraz wapna hydraulicznego.

Odpowiednie proporcje spoiwa do paździerzy nie są ściśle określone. Różnią się one w zależności od miejsca ich aplikacji oraz zadań, które będą spełniać; by uzyskać kompozyt o podwyższonej gęstości, należy zastosować większą proporcję wapna do wypełniacza. Należy jednak pamiętać, że ilość spoiwa powinna być wystarczająca do dokładnego pokrycia paździerzy.



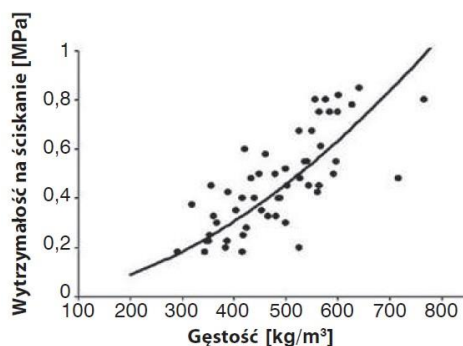
Mieszanie składników w odpowiedniej kolejności nie ma znaczenia. Praktykowane jest mieszanie w betoniarce wolno spadowej lub w mieszarce z pionową osią obrotu mieszadła.

W pierwszej kolejności możliwe jest wymieszanie na sucho wapna i paździerz, a następnie mieszanie ich z jednoczesnym dodawaniem wody, aż do uzyskania jednnorodnej mieszanki i okrycia paździerz zaczynem wapiennym. Ilość wody należy korygować w miarę potrzeby na podstawie oceny konsystencji mieszanki. Poszczególne partie paździerz, mogą różnić się nasiąkliwością.



Rys. 2. Paździerz konopne zdjęcie mikroskopowe – widoczne pory z powietrzem zapewniające bardzo dużą izolacyjność termiczną i lekkość

Podstawowym zadaniem materiału jest przenoszenie obciążeń własnych oraz usztywnienie konstrukcji drewnianej przegrody pionowej. Zwiększenie wytrzymałości na ściskanie, która jest podstawowym parametrem materiałów budowlanych, wiąże się z pogorszeniem parametrów, które mają większy wpływ na projektowaną przegrodę. Przy niskiej gęstości materiału, zachowane zostają jej parametry opisujące izolacyjność termiczną. Zniszczenie materiału pod wpływem osiowego obciążenia w kierunku pionowym, w początkowej fazie obciążenia, materiał zachowuje się jak ciało sprężyste. Następnie próbka poddana badaniu wytrzymałości przy powolnym wzroście naprężeń, ulega znacznej deformacji. Podczas ostatniej fazy materiał ulega znacznej deformacji, przy jednoczesnym stale rosnącym obciążeniu. Próbką nie zostaje całkowicie zniszczona, lecz następuje ponowny wzrost naprężeń przy ustabilizowaniu poziomu odkształceń.



Rys. 3. Wykres zależności wytrzymałości na ściskanie od gęstości kompozytu.

W celu uzyskania kompozytu formowanego poprzez mechaniczny natrysk z różnych odległości, o gęstości od 290 do 610 kg/m<sup>3</sup> otrzymano wytrzymałości w zakresie 0,18 do 0,85 MPa. Udało się stworzyć taką mieszankę, dzięki recepturze zawierającej 34% wagowych spoiwa na bazie wapna, opartego głównie na wapie hydratyzowanym, 16% wagowych - paździerzy konopnych i 50% wagowych - wody.

## 5. Przegrody pionowe

Kompozyt wapienno-konopny stosuje się, jako wypełnienie drewnianych konstrukcji szkieletowych, o grubości zależnej od wymaganego współczynnika przenikania ciepła, jednak nie większej niż 400 mm. W ścianach zewnętrznych kompozyt stanowi izolację termiczną oraz usztywnienie szkieletu, którym zazwyczaj jest drewniana rama o rozstawie słupów, co 400-600 mm. Pozwala to na rezygnację ze stosowania rygli, wiatrownic, czy innego rodzaju ukośnych wzmocnień. Mieszanka może być układana ręcznie, w deskowaniu obustronnym lub przez natrysk zmechanizowany.

W metodzie aplikacji kompozytu agregatem natryskowym z jednej strony ściany umieszcza się deskowanie tracone, wykonane z materiału o zbliżonej paroprzepuszczalności jak sam kompozyt. Przyczyni się to do korzystniejszego wysychania materiału. Doskonale sprawdzają się tu płyty na bazie włókien drzewnych lub konopnych. Podawanie mieszanki sprężonym powietrzem jest cechą charakterystyczną tej metody. Paździerz i spoiwo w suchej postaci podawane są przez agregat i dopiero przy wylocie z agregatu mieszane są z wodą pozyskiwaną z drugiego przewodu. Zagęszczenie mechaniczne przy tej metodzie nie jest konieczne, gdyż ciśnienie agregatu wystarczająco ubija mieszankę przy jej podawaniu. Kierunek ułożenia paździerzy w tym przypadku jest bardzo zróżnicowany, jednakże można zauważyć, prostopadłe ułożenie do kierunku zagęszczenia.



Rys. 4. Your Future House wariant elewacji północno-wschodniej  
(grafika Revit 2017, wyk. Bartłomiej Adamiak)

Przedstawiony projekt własny, który swoją dostępnością, oraz innowacyjnością podąża za aktualnie wyznaczanymi trendami w projektowaniu budynków mieszkalnych. Zaprojektowano zastosowanie m.in. kompozytów konopno-wapiennych, oraz szereg rozwiązań ekologicznych. Celem tej idei jest stworzenia budynku, który w jak największym stopniu będzie przyjazny środowiskowi oraz spełnia wymagania stawiane budynkom pasywnym.

Współczesne budownictwo opiera się głównie na prostocie i naturalności. W erze globalnej cyfryzacji, coraz częściej zwraca się uwagę na jak największy kontakt z zielenią. Konsumenci rynku budowlanego szukając możliwie najbliższych przyrodzie, a zarazem technologicznie najnowocześniejszych budynków chętnie wybierają projekty oparte na technologii domów ekologicznych.

Technologia ta zakłada zminimalizowanie zużycia energii w trakcie eksploatacji. Możliwe jest to, przez likwidację mostków termicznych, oraz szczelne systemy okienne i drzwiowe, które w jak najmniejszym stopniu przyczyniają się do strat ciepła. Wykorzystując naturalne, źródła energii można zredukować zapotrzebowanie na tradycyjne systemy grzewcze, stosując m.in. dogrzewanie promieniowaniem słonecznym, lub powietrzem wentylacyjnym. Technologia ta pozwala na duże oszczędności wynikające z bardzo niskiego użycia nośników energii takich jak: oleju opałowego, gazu, energii elektrycznej, czy chociażby drewna.

Zaprojektowany budynek posiada liczne przeszklenia od strony południowej, co sprzyja pozyskiwaniu energii z promieniowania słonecznego w godzinach największego nasłonecznienia niezależnie od pory roku. Kolektory słoneczne, ulokowane w pobliżu świetlików dachowych, zaopatrują budynek w niezbędną energię, nie wpływając na wygląd zewnętrzny bryły budynku.



Rys. 5. Your Future Hause Widoczne liczne przeszklenia od strony elewacji południowej (grafika Revit 2017 wyk. Bartłomiej Adamiak)

Zastosowanie betonu konopnego, w budownictwie mieszkaniowym, posiada bardzo szerokie spektrum. Przez duże możliwości płynące z modyfikacji mieszanki, istnieje możliwość uzyskania różnych parametrów fizyko-mechanicznych przegród zewnętrznych jak i wewnętrznych. Przyjęta metoda konstrukcji ścian opiera się na

stworzeniu modelu szkieletowego budynku, z posadowieniem słupów w centralnej części konstrukcyjnej ściany.



Rys. 6. Przegroda a) z zastosowaniem jednostronnego traconego deskowania, b) z zastosowaniem tymczasowego deskowania

Do słupów przymocowano deskowanie tymczasowe, przytwierdzając je za pomocą wkręcanych stalowych łączników. Aby zachować jednakową grubość przegrody stosuje się dystanse wykonane z rurek z tworzywa sztucznego, które po demontażu deskowania, starannie uzupełnia się mieszanką kompozytową. „Hempcrete” układa się w warstwach grubości 50-60 cm starannie i dokładnie rozprowadzając mieszankę w deskowaniu, zwracając uwagę na trudno dostępne miejsca. Izolacyjność termiczna przegrody może być zaburzona przez zbyt mocne zagęszczenie.

Uzyskanie zwartej i jednolitej faktury ściany jest możliwe dzięki zagęszczeniu stref przypowierzchniowych w warstwach wykończeniowych. Gdy wstępny stan związania płyty zostanie osiągnięty deskowanie przesuwają się w górę i układają kolejne warstwy. Izolując w ten sposób słupy od środowiska zewnętrznego i rozkładając równomiernie obciążenia ze ściany, nie jest konieczne stosowanie zastrzałów, czy wiatrownic. Użyty kompozyt po zagęszczeniu i stwardnieniu doskonale sprawdza się, jako usztywnienie konstrukcji w kierunku podłużnym.

## 6. Wnioski

Beton konopny jest rodzajem betonu, w którym zamiast kruszywa zastosowano, organiczne substancje szybko rosnące. Dzięki swoim właściwościom cieplnym oraz mechanicznym kompozyt ten, stanowi doskonałą przegrodę budowlaną z izolacją termiczną spełniającą najbardziej rygorystyczne wymagania współczesnego przemysłu budowlanego. Poprzez dążenie do maksymalnego ograniczenia strat ciepła w budynku, które od tego roku dla ścian pionowych wynosi  $0,23 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ , doskonale wpisuje się działania ukierunkowane rozwojowi budownictwa. Bliskość natury w budownictwie oprócz korzystnych właściwości energetycznych, stwarza pozytywne warunki zdrowotne mieszkańców.

Nietypowe cechy charakterystyczne betonu konopnego, umożliwiają wykonanie jednorodnej przegrody spełniając obecne wymagania cieplne, bez konieczności stosowania dodatkowych materiałów termoizolacyjnych. Paźdździe konopne, bę-

dące głównym składnikiem kompozytu, ze względu na swoją porowatą strukturę, charakteryzują się niską przewodnością cieplną. Z uwagi na to, że 60% objętości paździerzy konopnych stanowi powietrze,  $\lambda$  osiąga wartości rzędu 0,040-0,060 W/mK. Zależy ona od ułożenia paździerzy, sposobu zagęszczenia, oraz od jego gęstości objętościowej. Mechaniczne właściwości kompozytu wystarczają, aby wykorzystywać go, jako wypełnienie szkieletowych konstrukcji drewnianych, gdyż nie przenosi wysokich obciążeń przejętych ze stropów oraz dachu. O gęstości materiału decyduje nie tylko sposób zagęszczenia mieszanki na deskowaniu, lecz także niska zawartość spoiwa, w stosunku do ilości wypełniacza. Materiał ten posiada również zdolność regulowania poziomu wilgotności w pomieszczeniach, poprzez jego higroskopijny charakter. Ograniczeniem w jego szerokim zastosowaniu, jest ich zbyt mała dostępność w wielu krajach. Przyczyniają się do tego nie tylko problemy związane z przerobem plonów, brakiem zaplecza technologicznego, lecz także przywiązanie społeczeństwa do tradycyjnych rozwiązań w budownictwie. Jednakże bliższy kontakt z naturą, oraz coraz większa otwartość na ekologię, sprawia, że liczba osób decydujących się na takie technologie, znacząco wzrasta.

## 7. Bibliografia

Brzyski P., 2016, „Kompozyt wapienno-konopny” [w:] Budownictwo, Builder, nr 3, s. 70-72, 2016.

Fic S., Brzyski P., „Badanie kompozytu opartego na lekkich wypełniaczach (len i perlit) do zastosowań w budownictwie, jako materiał ścienny”, Przegląd Budowlany, nr 2, s. 16-18, 2016.

Idczak M., Firląg S., 2006, „Okna w budynkach pasywnych – funkcje, wymagania, bilans energetyczny, komfort cieplny”, Świat Szkła, s. 7-8, 2006.

Juchniewicz-Lipińska L., 2006, „Dom pasywny: idea i realizacja” [w:] Ciepłe Domy 1, nr 15, s. 38-39, 2006.

Tokarski D., Sałuch M., Grudniewski T., 2017, „Zastosowanie uniwersalnego przyrządu pomiarowego Almemo 2590 przy pomiarach współczynnika przenikania ciepła w przegrodach ściennych”, Eksploatacja i testy [w:] Autobusy - Technika, Eksploatacja, Systemy Transportowe, nr 12, s. 1363-1366, 2017.

Piotrowski R., Wnuk R., 2006, „Katalog Projektów Domów Pasywnych i Energooszczędnych”, Przewodnik Budowlany, s. 89-94, 2006.

Wnuk R., 2006, „Budowa Domu Pasywnego w praktyce”, Przewodnik Budowlany, nr 6, s. 46-48, 2006.

Wnuk R., 2007, „Dom pasywny - standard nowoczesnego budownictwa” [w:] Czysta Energia, nr 3, 2007.

## **CZYNNIKI WPLYWAJĄCE NA ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ OD SPRĘŻENIA W PŁYTACH STRUNOBETONOWYCH**

### **FACTORS AFFECTING STRESS DISTRIBUTION AT PRESTRESS RELEASE IN PRESTRESSED CONCRETE PLATES**

**Słowa kluczowe:** długość transmisji, strunobeton, przyczepność

#### **1. Wstęp**

W wielu normach pochodzących z różnych krajów można znaleźć liczne wzory służące określeniu długości transmisji elementów strunobetonowych oraz naprężeń w strefie zakotwienia (*Łapko et al. 2012, Seruga et al. 2015*). Niestety żaden nie uwzględnia wszystkich czynników mających realny wpływ na rozwój tego zjawiska w procesie sprężania strunobetonu. Zagadnienie jest bardzo złożone, ponieważ liczba zjawisk mających na nie wpływ jest znacząca. W dodatku badania przeprowadzane na całym świecie dotyczyły głównie belek strunobetonowych, a w niewielkim stopniu elementów płytowych czy tarczowych.

Płytowe pełne elementy betonowe są wykorzystywane m.in. do wykonywania ścian zbiorników na ciecze i materiały sypkie. Ich produkcja odbywa się w zakładach prefabrykacji. Wiele czynników takich jak transport, montaż, różnice temperatury i inne obciążenia, także dynamiczne, wskazują na to, że strunobeton przeważa swoimi atutami nad żelbetem. Dzieje się tak chociażby dlatego, że w elemencie sprężonym mamy naprężenia ściskające, które chronią element przed zarysowaniem w procesie technologicznym czy eksploatacyjnym.

Niniejszy artykuł przedstawia zagadnienia związane z zastosowaniem betonu wysokowartościowego oraz czynnikami wpływającymi na rozkład naprężeń podłużnych i poprzecznych w elemencie. Zawiera opis badań strunobetonowego elementu płytowego sprężonego dwoma splotami, a zebrane wyniki mikrodeformacji betonu na górnej powierzchni płyty dają informację na jakim odcinku siła sprężająca jest przekazywana na beton. Na podstawie normy europejskiej *PN-EN 1992-1-1* oraz amerykańskiej *ACI 318-02* (*Seruga et al. 2015*) przeprowadzono obliczenia długości transmisji aby móc porównać je z wynikami pomierzonymi w badaniach laboratoryjnych. Model analityczny dostarcza informacji w jaki sposób kształtują się naprężenia na powierzchni płyty i jaki wpływ mają na ten rozkład naprężeń długość transmisji oraz rozstaw cięgien.



## 2. Zagadnienia teoretyczne

### 2.1. Definicja

Długością transmisji określa się odcinek, mierzony od czoła elementu, na którym cała siła w stali sprężającej zostaje przekazana na beton. Dzieje się to w wyniku działania sił przyczepności pomiędzy stalą a betonem w odróżnieniu do konstrukcji kablobetonowych gdzie cała siła jest wprowadzana poprzez docisk systemu kotwiącego (standardowo) do czoła elementu.

### 2.2. Beton wysokowartościowy BWW

W obecnych czasach zaprojektowanie mieszanki o 28-dniowej wytrzymałości na ściskanie rzędu 40 MPa nie jest żadnym problemem. W produkcji strunobetonowych elementów prefabrykowanych zależy nam jednak aby beton osiągnął podobną wytrzymałość w możliwie krótkim czasie np. 1 doby. Do tego celu stosuje się cementy CEM I 52,5 R, odpowiednie kruszywo, mikrowypełniacze oraz plastyfikatory. Przykładowy skład mieszanki, zastosowanej również w badaniach, opisanych w punkcie 3, przedstawiono w tab. 1. Stosunek wagowy wody do spoiwa (cement + pył krzemionkowy) wynosił 0,31.

Tab. 1. Rezeptura mieszanki betonowej wykorzystanej w badaniach

Składniki	kg/m <sup>3</sup> mieszanki
Bazalt 8/16 mm	580
Bazalt 2/8 mm	650
Piasek	665
Cement CEM I 52,5 R	476
Pył krzemionkowy	24
Woda	156
Superplastyfikator	5,2

BWW dzięki zastosowaniu pyłu krzemionkowego ma bardziej szczelną strukturę, a tym samym mniejszą porowatość, w stosunku do betonu zwykłego. W dodatku pył krzemionkowy sprawia, że mieszanka betonowa cechuje się dobrą urabialnością i lepkością a beton uzyskuje wysoką wytrzymałość początkową (Dybeł 2013, Jamróży 2015, Śliwiński 2003)

### 2.3. Zjawisko przyczepności

Na przyczepność betonu i stali w konstrukcjach sprężonych mają wpływ głównie 4 zjawiska: (Dyba 2014, Jaromska 2015)

- Adhezja betonu do stali – występuje do momentu wystąpienia poślizgu pomiędzy stalą a betonem.
- Chropowatość powierzchni stali w skali mikroskopowej, tarcie;
- Konstrukcja splotu i wypełniający wolne przestrzenie beton powodują efekt mechanicznego zazębienia się.
- Efekt Hoyerera (mechanizm klina)

Czynniki wpływające na przyczepność betonu do splotu:

- Geometria splotu,
- Średnica i rozstaw splotów,
- Stan powierzchni splotu,

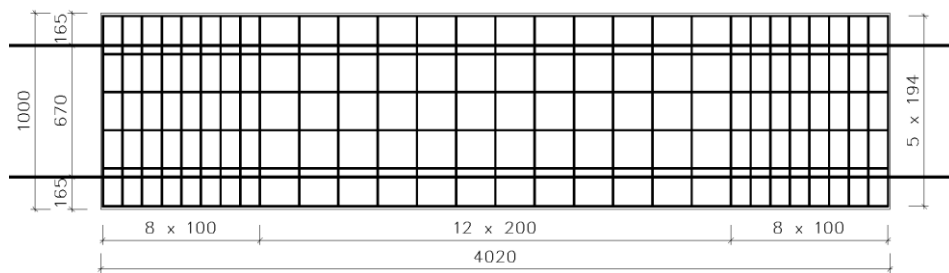
- Sposób zwolnienia naciągu,
- Konsystencja betonu,
- Wiek betonu,
- Charakterystyki stwardniałego betonu (wytrzymałość na ściskanie osiowe, rozciąganie, moduł Younga),
- Zastosowanie mikrowypełniaczy,
- Naprężenie podłużne w splocie,
- Skrępowanie obrotu splotu,
- Grubość otuliny,
- Kierunek betonowania,
- Usytuowane splotów na wysokości elementu,
- Rodzaj betonu: zwykły, BWW, BUWW, samozagęszczający się, lekki; dodatki i domieszki, czas, wymiary.

### 3. Badania

Poniżej zostały przedstawione badania laboratoryjne będące częścią szerszego programu naukowo-badawczego prowadzonego przez Katedrę Konstrukcji Sprężonych Politechniki Krakowskiej dotyczącego zastosowania betonów wysokowartościowych do produkcji elementów strunobetonowych.

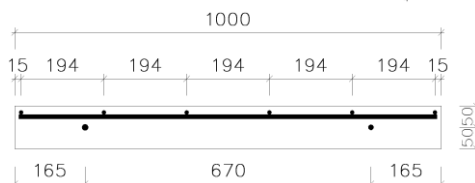
#### 3.1. Stanowisko badawcze

Przedmiotem badań była strunobetonowa płyta o przekroju poprzecznym w kształcie prostokąta 0,1 x 1,0 m i długości 4,02 m. Została wykonana w formie z czterech stalowych ceowników skręconych śrubami. Usytuowana na podkładzie z dwóch warstw płyt OSB oraz dwóch warstw folii budowlanej. Dwa sploty 7ø5 mm, o module sprężystości 190,14 GPa (*Jaromska 2015*), zostały umieszczone symetrycznie w rozstawie 0,67 m na długości formy. Na jednym końcu splotu został wykonany zacisk plastyczny, który odgrywał rolę zakotwienia biernego (w systemie zakotwień śrubowych bez poślizgu), natomiast z drugiej strony zastosowano zakotwienie szczękowe (z poślizgiem). W płycie umieszczono siatkę zbrojeniową z prętów ø10 mm w rozstawie widocznym na Rys. 1.



Rys. 1. Układ zbrojenia badanej płyty strunobetonowej

- a) rzut poziomy
- b) przekrój poprzeczny



### 3.2. Przebieg badania

Od chwili przystąpienia do naciągania cięgien została uruchomiona aparatura mierząca siłę w obu splotach. Dzięki temu możliwa była kontrola zmian siły naciągowej do momentu przekazania jej na beton. Sploty zostały naciągnięte za pomocą pras hydraulicznych typu PAUL przy użyciu jednego agregatu ciśnieniowego, co umożliwiło jednoczesny naciąg splotów. Po uwzględnieniu strat w zespole naciągowym oraz strat w wyniku poślizgu splotów w zakotwieniu zarejestrowano siły w obu splotach o wartości kolejno 213,91 kN i 211,94 kN. Po stratach doraźnych oraz reologicznych, biorąc pod uwagę tylko 1 dzień, siła zmalała kolejno w obu splotach o 6,08 % i 7,66 %. Zarejestrowane wartości sił oraz temperatury powierzchni płyty zestawiono w tab. 2. Zaraz po zakotwieniu splotów przystąpiono do przygotowania mieszanki betonowej wg receptury zawartej w tab. 1. Ułożona mieszanka betonowa w formie została zagęszczona wibratorem buławowym o średnicy 35 mm. Wykonano również próbki walcowe  $\varnothing 150 \times 300$  mm celem zbadania wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie osiowe oraz modułu sprężystości. Płytę zabezpieczono przed wysychaniem kilkoma warstwami folii PE. Naciąg został zwolniony w sposób powolny i kontrolowany 24 h od zakończenia betonowania. Na końcach splotów umieszczono przetworniki przemieszczeń celem zmierzenia wślizgu splotu po zwolnieniu naciągu.



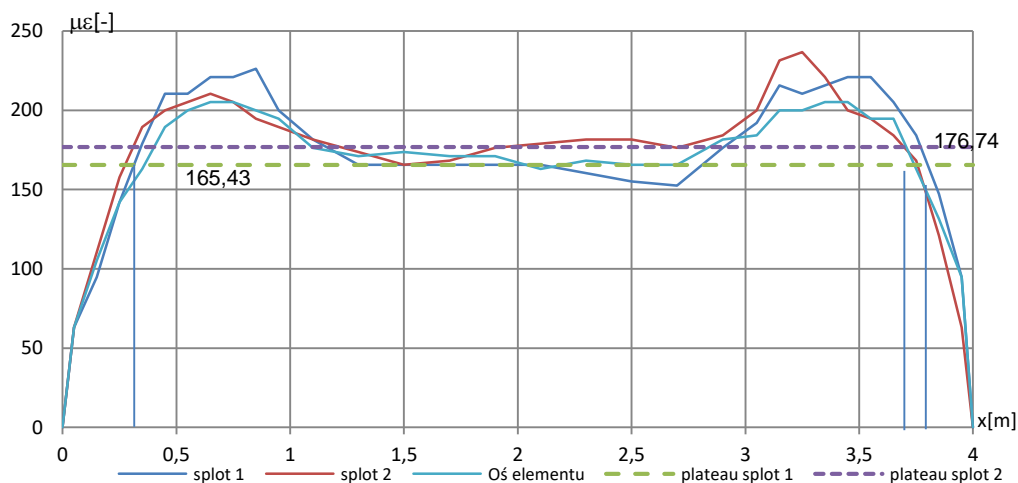
Rys. 2. Widok stanowiska badawczego przed betonowaniem (po lewej) oraz po rozformowaniu i zwolnieniu naciągu (po prawej)

Tab. 2. Godzinowe zestawienie sił naciągowych w obu splotach oraz temperatury na powierzchni płyty

Data	wtorek, 5.09.2017 r.			środa, 6.09.2017 r.			
Godz.	08:00	08:00	11:00	08:00	10:00	11:00	15:00
	naciąg splotów	zakotwienie	koniec betonowania	21 h po zabetonowaniu	pierwszy pomiar	zwolnienie naciągu	drugi pomiar
Splot 1	213,91	203,50	202,80	201,00	200,90	200,90	200,90
Splot 2	211,94	198,20	197,60	197,00	195,70	195,70	195,70
T [°C]	-	-	21	40	30	30	24,5

### 3.3. Wyniki

Po 21 h od zakończenia betonowania zdjęto folię i rozformowano płytę. Na górnej jej powierzchni zostały wyznaczone linie w osi splotów oraz w osi elementu, wzdłuż których naklejono punkty pomiarowe (repery). Z obu stron płyty repery zostały naklejone w rozstawie 100 mm na długości 1 m, natomiast w obszarze środkowym co 200 mm. Pierwszy reper znajdował się 10 mm od czoła elementu. Pomiarów odkształceń dokonano przed i po zwolnieniu naciągu przy użyciu czujnika nasadowego typu DEMEC. Odkształcenie płyty na skutek przekazania siły naciągowej na beton uzyskano poprzez pomnożenie różnicy odczytów przed i po zwolnieniu naciągu przez stałe czujnika  $k$ , które wynosiły odpowiednio  $1,578 \cdot 10^{-5}$  dla bazy 100 mm i  $0,789 \cdot 10^{-5}$  dla bazy 200 mm. Rzeczywistą długość transmisji wyznaczono za pomocą metody podłużnego odkształcenia betonu, która została opracowana przez naukowców B. Russela i N. H. Burnsa w 1996 r. (*Jaromska 2015*). W celu wyeliminowania błędów pomiaru zebrane dane zostały w odpowiedni sposób uśrednione, a wartość gdzie wykres  $\varepsilon(l)$  przecina funkcję stałą równą 95 % lub (jak proponuje część naukowców) 100 % odkształcenia średniego między pierwszym a trzecim metrem długości płyty, określa poszukiwaną długość transmisji. Od strony biernej wynosiła ona 0,20 m, natomiast od czynnej 0,31 m. Rozkład odkształceń na długości płyty zarówno w osi splotów, jak i osi płyty oraz sposób wyznaczenia długości transmisji przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Wykres mikrodeformacji betonu uzyskanych z pomiarów na powierzchni płyty wzdłuż osi splotów i osi elementu

### 4. Analiza obliczeniowa

Po 24 h dojrzewania betonu, na podstawie badań wytrzymałościowych, określona wytrzymałość na ściskanie wynosiła 39,5 MPa, a moduł sprężystości 33,28 GPa. Wytrzymałość na rozciąganie przyjęto jako średnią arytmetyczną z wytrzymałości obliczonej ze wzoru normowego nr 3.16 (*PN-EN 1992-1-1*) i wytrzymałości zbadanej na próbkach walcowych po 2 dniach (*Jaromska 2015*).

#### 4.1. Długość transmisji

W normie PN-EN 1992-1-1 podane są wzory (1-5) umożliwiające określenie długości transmisji:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \quad (1)$$

$\alpha_1$	=	1,0	-	przy stopniowym zwalnianiu naciągu
	=	1,25	-	przy nagłym zwalnianiu naciągu
$\alpha_2$	=	0,25	-	dla cięgien o kołowym przekroju poprzecznym
	=	0,19	-	dla splotów trzydrutowych i siedmiodrutowych
$\phi$			-	średnica nominalna cięgien
$\sigma_{pm0}$			-	naprężenie w cięgnię natychmiast po zwolnieniu naciągu
$f_{bpt}$			-	Naprężenie przyczepności

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (2)$$

$\eta_{p1}$	=	2,7	-	dla drutów nagniatanych
	=	3,2	-	dla splotu siedmiodrutowego
$\eta_1$	=	1,0	-	dla dobrych warunków przyczepności
	=	0,7	-	dla innych warunków przyczepności
$f_{ctd}(t)$			-	wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie osiowe w funkcji czasu

$$f_{ctd}(t) = 0,7 \cdot \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c} \quad (3)$$

$\alpha_{ct}$	=	-	Współczynnik stosowany w celu uwzględnienia m.in. efektów długotrwałych
$f_{ctm}(t)$	=	-	Wytrzymałość na rozciąganie w funkcji czasu
$\gamma_c$	=	-	Współczynnik częściowy dla betonu

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt} \quad (4)$$

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt} \quad (5)$$

W artykule (*Seruga et al. 2015*) znajduje się wzór do obliczenia długości transmisji wg amerykańskiej normy ACI 318-02, którego forma po dostosowaniu jednostek i oznaczeń kształtuje się następująco:

$$l_{ba} = \frac{\sigma_{pm0}}{21} \cdot \phi \quad (6)$$

W tabeli 3 zestawiono wyniki obliczeń długości transmisji wg PN-EN 1992-1-1, ACI 318-02 i badań laboratoryjnych dla wartości sił po zwolnieniu naciągu tj. 200,9 kN i 195,7 kN. Pośrednie wyniki obliczeń mają wartości:

$$\eta_{p1} = 3,2; \eta_1 = 1,0; \alpha_1 = 1,0; \alpha_2 = 0,19; \sigma_{pm0} = 1322 \text{ MPa}; \alpha_{ct} = 1,0; \gamma_c = 1,4; \\ f_{ctm} = 2,3 \text{ MPa}; f_{bpt} = 7,4 \text{ MPa};$$

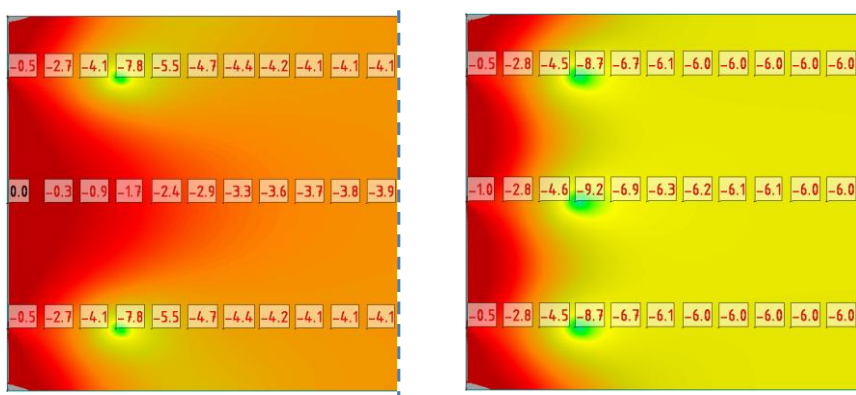
Tab. 3. Zestawienie długości transmisji obliczonych zgodnie z PN-EN 1992-1-1 i ACI 318-02 oraz pomierzonych w laboratorium

Podstawowa wartość długości transmisji wg PN-EN 1992-1-1	$l_{pt} = 0,54 \text{ m}$ $0,53 \text{ m}$
Obliczeniowa długość transmisji przy sprawdzaniu SGN wg PN-EN 1992-1-1	$l_{pt2} = 0,65 \text{ m}$ $0,64 \text{ m}$
Długość transmisji wyznaczona na podstawie wyników badań	$l_{pt.badania} = 0,31 \text{ m}$ $0,31 \text{ m}$
Długość transmisji wg ACI 318-02 (Seruga et al. 2015)	$l_{ba} = 1,05 \text{ m}$ $0,98 \text{ m}$

Wykorzystując wzór z normy amerykańskiej zaczerpnięty z artykułu (Seruga et al. 2015) otrzymano długość transmisji, która kilkukrotnie przekracza wartości pomierzone w badaniu. Nieco bliższe rzeczywistości są wartości obliczone zgodnie z EC2, gdzie różnice sięgają około 42 %.

#### 4.2. Model analityczny

Na potrzeby artykułu w programie Dlubal RFEM wykonano 7 modeli analitycznych betonowej płyty o wymiarach identycznych jakie miała badana płyta (1,0 x 4,02 x 0,1 m) i dokonano analizy liniowo sprężystej. Płyta została zamodelowana jako utwierdzona na brzegu przeciwnym do przyłożonego obciążenia (nie uwzględniano ciężaru własnego płyty). Zastosowano trójkątne elementy skończone o boku długości 10 mm. Każda płyta została zróżnicowana pod względem liczby splotów (2 lub 3) i założonej długości przekazania siły (0,2; 0,3; 0,4 m), którą zamodelowano jako równomiernie rozłożoną wzdłuż wspomnianego odcinka. Ostatni model odpowiadał warunkom pomierzonym w badaniach tj. długość transmisji 0,2 i 0,31 m oraz siły: 200,9 kN/m i 195,7 kN/m.

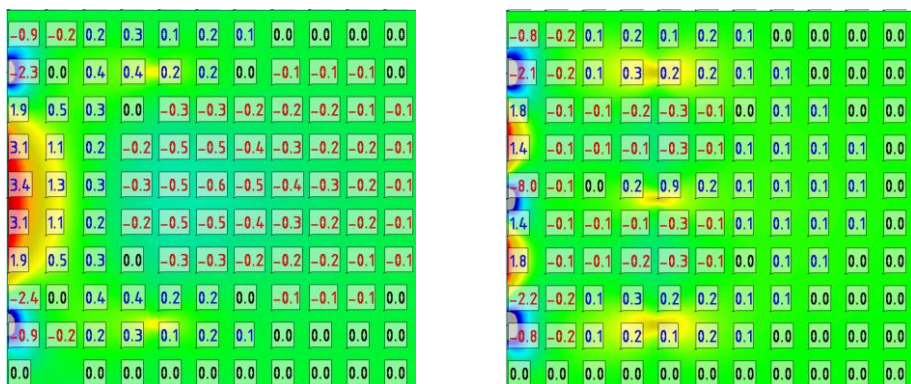


Rys. 4. Mapy naprężeń podłużnych (powierzchnia środkowa płyty) dla długości transmisji siły 0,30 m i wariantów: 2 sploty (po lewej) i 3 sploty (po prawej)

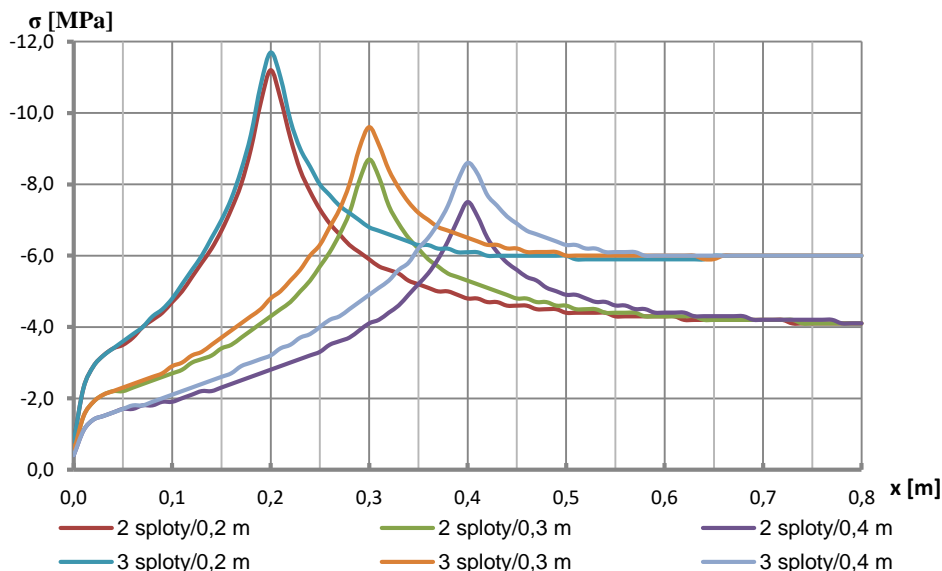
Idealnym przypadkiem byłby ten, gdyby na całej grubości i długości płyty panował równomierny stan naprężenia od sprężenia. Niestety jak widać na rys. 4, który przedstawia fragment modelu (wycinek długości 1 m), nie jest to możliwe.



Biorąc pod uwagę np. etap obwodowego sprężenia zbiornika, południkowe momenty zginające występujące zarówno po wewnętrznej jak i po zewnętrznej stronie ściany podzielone przez wskaźnik wytrzymałości nie powinny przekroczyć w żadnym punkcie sumy wytrzymałości betonu na rozciąganie i naprężenia ściskającego od sprężenia. Głębokość pierścienia fundamentowego, w którym umieszczane są pionowe elementy zbiornika wynosi zwykle 0,2 – 0,3 m i powyżej niego zależałoby nam na równomiernym rozkładzie naprężeń. Dla przykładu jednakowe naprężenia podłużne na szerokości płyty w przypadku 2 splotów są osiągane w odległości około 0,8 m, a dla 3 splotów 0,5 m, co w drugim przypadku jest znacznie korzystniejsze.



Rys. 5. Mapy naprężeń poprzecznych (powierzchnia środkowa płyty) dla długości transmisji siły 0,40 m i wariantów: 2 sploty (po lewej) i 3 sploty (po prawej)

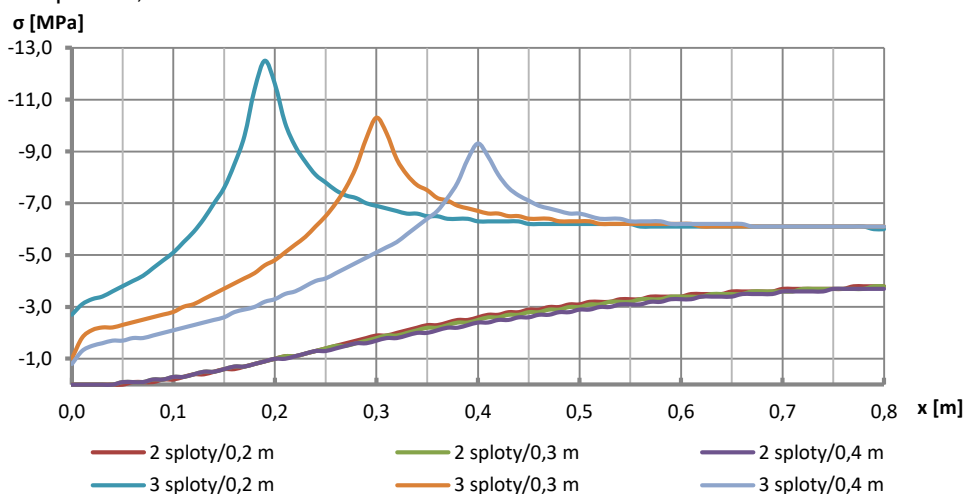


Rys. 6. Wykres naprężeń podłużnych dla osi splotów skrajnych

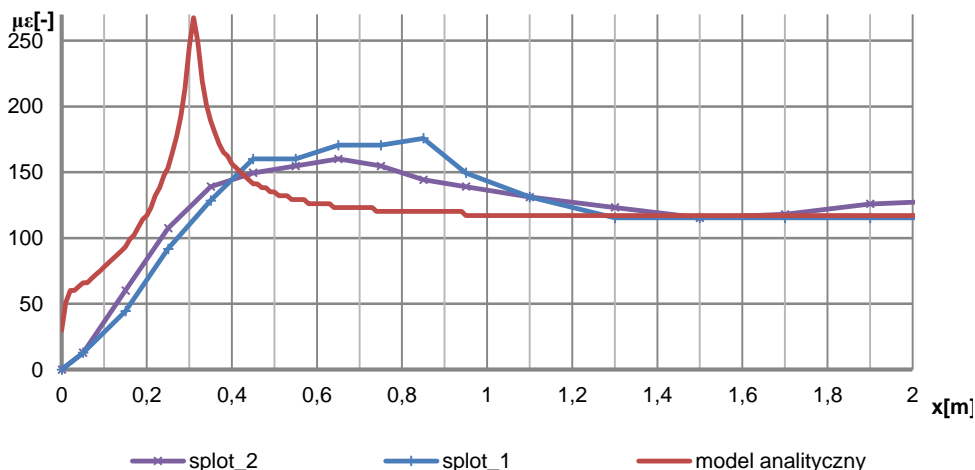
Jak widać na rys. 5 duże naprężenia rozciągające powstają pomiędzy splotami (lokalnie 3,4 MPa w przypadku 2 splotów) co wskazuje na zagrożenie rozczepienia

betonu w tej strefie. Stąd gęsty rozstaw splotów niweluje wartość tych naprężeń (lokalnie 1,8 MPa) i zmniejsza niebezpieczeństwo zarysowania.

Na rysunku 6 zestawiono wyniki naprężeń podłużnych w osi splotu skrajnego, natomiast na rys. 7 w osi elementu. Można dostrzec na pierwszym z nich, że dla trzech splotów naprężenia stabilizują się w odległości około 0,55 m, natomiast przy zastosowaniu dwóch dopiero w odległości około 0,75 m. Dodatkowy splot, jak łatwo zauważyć na drugim wykresie, ujednolica naprężenia w osi elementu, gdyż w przypadku zastosowaniu tylko 2 splotów naprężenie docelowe (około 4 MPa) osiąga dopiero poza 0,8 m.



Rys. 7. Wykres naprężeń podłużnych w osi elementu



Rys. 8. Wykres porównawczy odkształceń na długości elementu wyznaczony na podstawie pomiarów laboratoryjnych i modelu analitycznego

Na ostatnich wykresach (rys.8) porównano wartości odkształceń opracowane na podstawie pomiarów laboratoryjnych oraz pochodzących z modelu analitycznego. W modelu uwzględniono jedynie odkształcenie sprężyste betonu powstałe na

skutek zwolnienia siły naciągowej. W rzeczywistości płyta pomiędzy kolejnymi pomiarami odkształciła się również w wyniku spadku temperatury. Fakt ten uwzględniono poprzez obniżenie wykresów z rys. 3 o iloczyn współczynnika rozszerzalności cieplnej betonu na kruszywie bazaltowym ( $9,15 \cdot 10^{-6} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$ ) i różnicy temperatur ( $5,5^{\circ}\text{C}$ ). Iloczyn ten ma wartość  $50,325 \text{ } \mu\epsilon$ .

Różnice na odcinku 0,4 m od początku układu współrzędnych wynikają m.in. z uproszczonego modelu oraz bardzo gęstej siatki elementów skończonych (długość ES: 10 mm). W środkowej części płyty można zauważyć niemal idealną zgodność obliczeń i pomiarów laboratoryjnych. Średnia wartość odkształceń pomiędzy pierwszym a trzecim metrem wynosi ok.  $118 \text{ } \mu\epsilon$ .

## 5. Podsumowanie

Stosunek długości transmisji na podstawie badań w laboratorium w porównaniu do obliczeń zgodnych z *PN-EN 1992-1-1* różni się o 42 %, a w przypadku normy amerykańskiej nawet trzykrotnie. Spowodowane jest to tym, że zależności te uwzględniają tylko niewielką część czynników mających wpływ na długość transmisji, a tym samym na rozkład naprężeń. Żaden z nich nie uwzględnia chociażby rozstawu splotów, średnicy drutów tworzących splot, czy zastosowania dodatków do betonu (superplastyfikator, mikrowypełniacze). Ponadto amerykański wzór został wyprowadzony na podstawie badań przeprowadzonych w 1963 r. dla materiałów różniących się parametrami od obecnie stosowanych. W badaniu stosowano beton o wytrzymałości na ściskanie osiowe rzędu 30-40 MPa.

Naprężenie przyczepności obliczone na podstawie wzorów normowych ( $\sim 7,4 \text{ MPa}$ ) jest niższe od wartości otrzymanych z badań (*Jaromska 2015*) o około 30 %. Dzieje się tak dlatego, ponieważ zastosowany beton ma bardziej zwartą strukturę, a tym samym lepszą przyczepność do splotu. Wzory na długość transmisji i naprężenie przyczepności zawarte w *PN-EN 1992-1-1* dają miarodajne wartości jedynie dla betonów zwykłych. W dodatku głównymi parametrami są tam wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie osiowe bez uwzględnienia składu mieszanki betonowej.

Udowodniono, że rozstaw splotów ma znaczący wpływ na rozkład naprężeń podłużnych i poprzecznych. Należy również zwrócić uwagę na fakt, że bardzo krótka długość transmisji wywołuje duże naprężenia rozciągające w płaszczyźnie prostopadłej do cięgną co przy niewielkiej otulinie betonowej może doprowadzić do powstania rys wzdłuż splotów.

## 6. Bibliografia

Dyba M., 2014, „Wpływ parametrów technologicznych na przyczepność BWW do stalowych splotów sprężających”, Praca doktorska, Politechnika Krakowska.

Dybeł P., 2013, „Wpływ składu i właściwości betonów wysokowartościowych na przyczepność do stalowych”, Praca doktorska, Politechnika Krakowska.

Jamróży Z., 2015, „Beton i jego technologie”, Wydawnictwo PWN.

Jaromska E., 2015, „Wpływ długości transmisji siły naciągowej i rozstawu cięgien sprężających na stan odkształcenia w strunobetonowej tarczy z betonu wysokiej wytrzymałości”, Praca doktorska, Politechnika Krakowska.

Łapko A., Baj A., 2012, „Projektowanie strefy podporowej w elementach strunobetonowych według Model Code 2010”, Inżynieria i Budownictwo, nr 10, s. 541-544.

Seruga A., Jaromska E., 2012, „Długość transmisji siły sprężającej w płytowych elementach strunobetonowych”, Czasopismo Techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Zeszyt 21, s. 75-102.

Śliwiński J., 2003, „Zasady projektowania składu betonów wysokowartościowych”, Cement, Wapno, Beton, nr 6, s. 317-325.

PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

## **WYGIĘCIA WSTĘPNE STRUNOBETONOWYCH PŁYT HC**

### **INITIAL DEFLECTIONS OF PRETENSIONED HOLLOW CORE SLABS**

**Słowa kluczowe:** konstrukcje sprężone, strunobeton, prefabrykacja, płyty HC

#### **1. Wstęp**

Tradycyjne konstrukcje żelbetowe w konstrukcjach o rozpiętości do 7 m pozwalają na spełnienie wymogów stanów granicznych nośności i użytkowości przy ekonomicznym zużyciu materiału. Przy projektowaniu konstrukcji o większych rozpiętościach, ze względu na przyrost wartości momentów zginających w przekroju do potęgi drugiej oraz przyrost ugięć w potęgę czwartej względem rozpiętości, stosowane konstrukcje żelbetowych stają się nieekonomiczne. Drugim problemem w technologii betonu monolitycznego jest duży nakład pracy, który z obecnym, dużym deficytem pracowników fizycznych wiąże się ze znacznym wzrostem kosztów oraz czasu wykonania. Z tego powodu technologia monolityczna coraz częściej ustępuje technologii prefabrykacji.

Sposobem na zwiększenie nośności elementu betonowego bez zwiększania jego wysokości i tym samym objętości materiału, jest wprowadzenie wstępnych sił ściskających. Powstałe naprężenie ściskające w przekroju zarówno może zwiększyć nośność na zginanie elementu jak i zapobiega powstaniu nadmiernego ugięcia. Rozwiązaniem obydwu kwestii są elementy prefabrykowane, strunobetonowe. Jednym z najpowszechniejszych sprężanych elementów prefabrykowanych są kanałowe strunobetonowe płyty HC. Sprawdziły się one w zastosowaniu, jako płyty stropowe w budownictwie mieszkaniowym oraz przemysłowym przy rozpiętościach nawet do 20 m.

Niniejszy artykuł skupia się na efekcie sprężenia jakim jest powstanie odwrotnej strzałki ugięcia. Wygięcie powstaje po zwolnieniu naciągu i przekazaniu sprężenia na beton. Wartość tego wygięcia zmienia się z czasem, w zależności od warunków eksploatacyjnych. Po wygięciu doraźnym, w przypadku nie spełnienia warunków SGU, nie ma możliwości zwiększenia wartości strzałki. W przypadku powstania za wyżonego wygięcia, obciążenie płyty w celu jego zredukowania wiązałoby się ze stratą czasu dostarczenia płyty na budowę. Strzałkę ugięcia oblicza się na etapie projektowania elementów na podstawie wartości sił sprężających, usytuowania cięgien, geometrii przekroju oraz długości płyty. W związku z tym, że od elementów

prefabrykowanych wymaga się dokładnego wykonania, sposób liczenia wygięć doraźnych jak i postępujących w czasie, powinien być jak najdokładniejszy.

## **2. Technologia wykonywania i zastosowanie płyt HC**

Strunobetonowe płyty kanałowe HC wykonuje się w wyspecjalizowanych zakładach prefabrykacji metodą torów naciągowych. Każdy zakład preferuje jedną z dwóch technologii produkcji: ekstruzji betonowej lub wibroprasowania w formie ślizgowej. Metalowe podłoże toru, w Polsce o długościach od 40 do 150 m, pokrywa się środkiem antyadhezyjnym uniemożliwiając jego przyczepność z wiążącym beton. Na obu krańcach toru w blokach oporowych kotwi się ciągną sprężające. Każdy pojedynczy splot naciąga się indywidualnie za pomocą prasy hydraulicznej bądź agregatu. Następnie wzdłuż całej długości toru przechodzi ekstruder formując geometrię płyty z betonu, jednocześnie ją zagęszczając. Po przejściu ekstrudera przekrój płyty wraz ze splotami jest już w pełni uformowany. Płytę pokrywa się płótnem zapobiegającym odparowaniu wody i zostawia do czasu związania betonu. Po czasie wiązania 24 godzin zwalnia się naciąg w ciągnach, tym samym sprężając całą płytę. Za pomocą piły tarczowej tną się płytę na odcinki o długości podanej przez zamawiającego. W momencie przecięcia takiego fragmentu płyty dochodzi do jej doraźnego wygięcia (powstaniu odwrotnej strzałki ugięcia).

### **2.1. Składowanie i transport**

Po cięciu płyty na odcinki, załadunku się je na auto i rozładunku na zewnętrznym placu zakładu. Płyty podnosi się za pomocą dwóch, zakleszczających się o boki płyty, uchwytów zaciskowych. Uchwyty podwieszane są do trawersu. Zamocowanie uchwytów bezpośrednio do lin podwieszonych ukośnie względem płyty spowodowałoby powstanie dodatkowej siły poziomej, mogącej uszkodzić płytę. Tak przenoszone płyty składa się w stosach o wysokości do 2 m. Pierwsza płyta (na spodzie stosu) musi mieć zapewnione równomierne podparcie na całej szerokości, na nieosiadającym gruncie, w celu uniknięcia klawiszowania płyty. Każdą kolejną płytę układa się na oddzielających, poprzecznie ułożonych drewnianych podkładkach o wymiarach 120x5x3 cm. Według wytycznych technicznych, podkładki powinny być umiejscowione od 20 do 50 cm od lica przekroju. W jednym stosie mogą spoczywać płyty wyłącznie tego samego typu. Prefabrykaty są odsłonięte na czynniki zewnętrzne jak: temperatura, promieniowanie słoneczne, wilgoć, deszcz itp.. Transport płyt na budowę odbywa się poprzez załadunek ich na tabor w ten sam sposób, w jaki się je składują, z różnicą, że w jednym stosie nie może być więcej niż 5 płyt przy płytach HC150 i HC200, 4 płyt przy płytach HC265, 3 płyt przy płytach HC320 oraz 2 płyty HC400 lub HC500. Czas między wyprodukowaniem gotowych prefabrykatów a zawiezieniem ich na budowę jest różny, zależny od ustaleń między producentem a nabywcą.

### **2.2. Montaż płyt HC na budowie**

W trakcie montażu płyt na budowie obowiązują te same zasady jak przy składowaniu i transporcie wewnętrznym (pkt. 2.1.) z jedną różnicą, że wymaga się zasto-



sowania liny asekurującej płytę przed wypadnięciem z uchwytu w czasie wbudowywania płyt. Wbudowywane prefabrykaty układa się na podkładkach elastycznych (np. neoprenowych), zapewniających równomierne oparcie płyt.

Po ułożeniu i wyrównaniu płyt przystępuje się do ułożenia zbrojenia wieńca łączącego prefabrykaty z konstrukcją budynku. Następnie, nawilża się wodą wszystkie powierzchnie przed ich zabetonowaniem (czołowe i boki płyt, podpory), po czym betonuje się wieńiec wraz ze stykami pomiędzy płytami, dbając o równomierne rozłożenie i zagęszczenie betonu poprzez wibrowanie. Całość betonowania powinna przebiegać bez przerw roboczych. Ostatnią częścią jest wykończenie warstwy wyrównawczej na górnej powierzchni stropu.

### 2.3. Zastosowanie płyt HC

Płyty HC są przeznaczone do konstruowania stropów oraz stropodachów, w budynkach o dowolnym przeznaczeniu, pod warunkiem że sposób użytkowania nie będzie powodować cyklicznych amplitud naprężeń wciągach sprężających. Przyczyniają się one do szybszego spadku sił wciągach, tym samym skracając jego użytkowność. Płyty HC mogą być stosowane w dowolnym typie konstrukcji nośnej, przy czym wymagana jest swoboda obrotu płyt na podporach, by zachowała układ statyczny jako belka wolnopodparta.

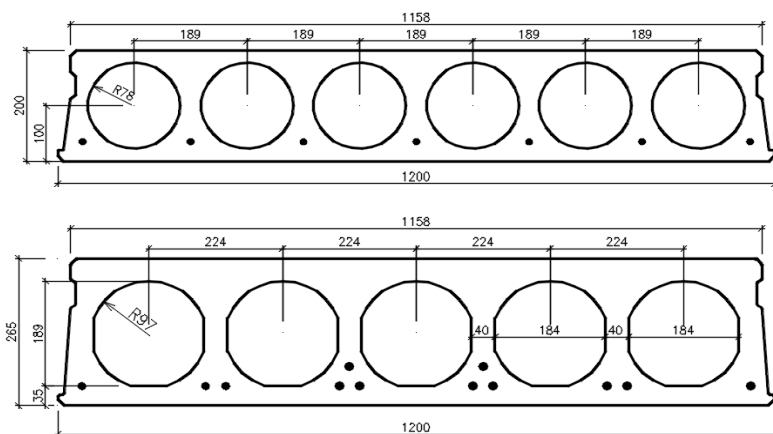
W przypadku stosowania w układach ścianowych, gdzie nacisk górnej ściany na płytę w strefie podporowej powoduje częściowe utwierdzenie płyty, powstaje dodatkowy przypodorowy ujemny moment zginający. Gdy suma wartości momentu przypodorowego (tym większego im bardziej płyta jest utwierdzona w podporze) i momentu od sprężenia, przekroczy wytrzymałość betonu na rozciąganie dojdzie do zarysowania na górnej powierzchni płyty w strefie przypodorowej. Takie zarysowanie zmniejsza nośność na ścinanie płyty w jej najbardziej nerwłagicznym punkcie, co w konsekwencji może przyczynić się do nagłej, niesygnalizowanej utraty stateczności prefabrykatu. Z tego powodu nie należy przekraczać minimalnej długości podparcia płyt na ścianach. Ponadto należy obliczeniowo sprawdzić czy przy takiej podporze nie dojdzie do zarysowania płyty. Utwierdzenie w ścianach można ograniczyć poprzez specjalne rozwiązania konstrukcyjne, które redukują nacisk ścian wyższej kondygnacji na krańce płyty.

### 2.4. Cechy materiałowe

Cięgna sprężające to sploty 7φ3 mm i 7φ4 mm, wykonywane ze stali wysokiej wytrzymałości Y1860 ( $f_{pk}=1860$  MPa). Beton zwykły klasy C50/60, na cemencie portlandzkim (CEM I) bądź portlandzkim z dodatkami (CEM II). Maksymalna średnica kruszywa to 16 mm ze względu na najmniejsze wymiary ścianek kanałowych o szerokości 34 mm. Skład mieszanki betonowej projektowany jest tak, aby wytrzymałość na ściskanie betonu, w chwili zwolnienia naciągu wynosiła 70 % wartości, którą beton osiąga po czasie wiązania 28 dni. Czas wiązania i wysoką wytrzymałość wstępną reguluje się poprzez dodatki domieszek chemicznych. Wysoka wstępna wytrzymałość betonu zdeterminowana jest przez konieczność przeniesienia siły sprężającej element po zwolnieniu naciągu w sposób dynamiczny (nagły) zaraz po zakończeniu pielęgnacji betonu.

## 2.5. Charakterystyka geometryczna płyt kanałowych HC

Płyty posiadają charakterystyczny przekrój betonowy z wewnętrznymi kanałami, mającymi na celu zmniejszenie ciężaru płyty. W zależności od systemu produkcji, dany zakład oferuje różne wysokości przekrojów (typy) płyt HC. Najczęściej spotykane są, przy wykonywaniu technologią ekstruzji betonowej, zazwyczaj wysokości: HC 200, HC 265, HC 320, HC 400 i HC 500, zaś przy produkcji technologią formy ślizgowej także HC 150. Możliwe są również wysokości pochodne, będące podwyższeniem podstawowych typów np. HC 220, HC 290, HC 340. Szerokości modułowe dla wszystkich płyt, niezależnie od wysokości, są takie same: szerokość górnej półki 1158 mm, szerokość dolnej półki 1197 mm. Kształt płyty nadaje się w trakcie betonowania. Płyty HC projektuje się w dwóch klasach odporności ogniowej: REI60 i REI120. Zbrojenie płyt jest dobierane indywidualnie ze względu na wymaganą nośność przez projektanta. Wszystkie warianty zbrojenia producent przedstawia w katalogu wraz z tabelą zawierającą wielkości geometryczne, nośność oraz ugięcie dla każdej płyty HC z poszczególnym wariantem zbrojenia i w zależności od ich długości.



Rys. 1. Rysunki warsztatowe przekrojów poprzecznych płyt HC200 z 7 splotami i HC265 z 12 splotami sprężającymi. G. Troszczyński, 2017

## 3. Pomiary ugięć rzeczywistych

W ramach pracy wykonano pomiary na płytach w zakładzie FABUD Wytwórnia Konstrukcji Betonowych S.A. w Siemianowicach Śląskich. W tym zakładzie, do formowania przekroju betonowego stosowana jest technologia ekstruzji betonu.

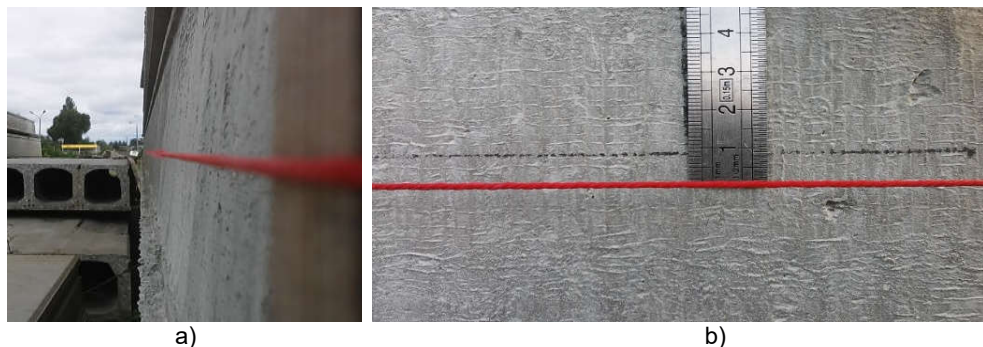
Pomiary ugięć rzeczywistych wykonano w sposób możliwie najprostszy za pomocą żyłki i suwmiarki. Żyłkę zamocowywano po obu krańcach płyty, wzdłuż jednego boku (rys. 2). Przy założeniu, że wszystkie linie ugięcia płyty są do siebie równoległe, punkty zaczepienia sznurka na przeciwnych krańcach płyty muszą być na dokładnie tej samej wysokości względem spodu płyty. Żyłkę naciągnięto możliwie

z jak największą siłą by nie powodować jej ugięcia od ciężaru własnego, co zawyżałoby wyniki pomiarów (rys. 3a). Właściwy pomiar wykonywano pośrodku przęsła płyty z dokładnością do 0,5 mm (rys. 3b). Zmierzone odległości podkładek drewnianych od lica przekroju, służących za podpory i separatory płyt na stosach, których rzeczywiste ułożenia uwzględniono przy modelowaniu układu statycznego płyty.

Pomiary wykonano dla: ośmiu płyt HC 200-7 o długości 9,51 m, dnia 14.09.2017, sześciu płyt HC 265-10 o długości 10,16 m, dnia 14.09.2017, czterech płyt HC 265-10 o długości 10,10 m, dnia 14.09.2017, pięciu płyt HC 265-12 o długości 10,10 m, dnia 27.09.2017, dwóch płyt HC 265-12 o długości 11,46 m, dnia 26.09.2017 oraz czterech płyt HC 320-7 o długości 10,16 m, dnia 15.09.2017. Wykonano pomiary tego samego dnia po ułożeniu płyt w stosach na składowisku, szacując czas pomiaru od 1 do 2 dni od ich przecięcia. Podawany przedział czasu 1 dnia wynika z niemożliwości wykonania wszystkich pomiarów w ciągu jednego dnia. Wszystkie pomierzone płyty mają klasę odporności ogniowej REI60. Wyniki pomiarów ugięć przedstawia Tab. 1.



Rys. 2. Zawieszenie żyłki wzdłuż płyty

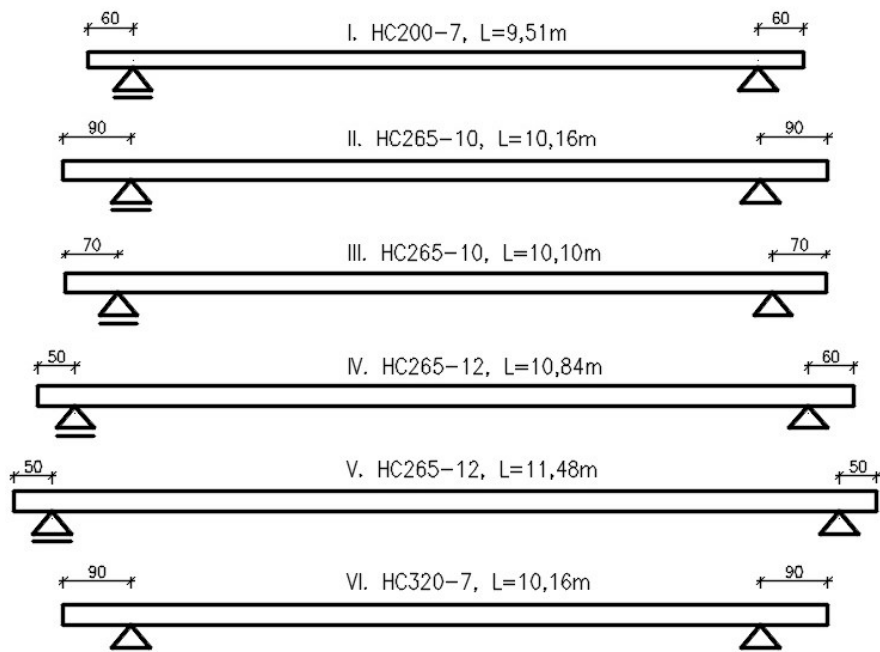


Rys. 3. Pomiar ugięcia w środku przęsła płyty

Wartości wygięć  $p$  z pomiarów reprezentują wygięcie płyt dla rzeczywistego schematu składowania płyt (rys. 4) – belka swobodnie podparta z przewieszeniami na obu końcach. Z uwagi jednak na przyszłą pracę statyczną płyt w stropie wyniki pomiarów  $p$  są przeliczone na wygięcie wstępne  $a_{0, test}$  dla schematu belki swobodnie podpartej.

Tabela 1. Wartości pomierzonych ugięć rzeczywistych

I. HC 200 – 7 splotów, [L5/T1], długość płyty L=9,51 m		
Nr. płyty	Pomiar $p$ [mm]	Wygięcie wstępne $a_{0, test}$ [mm]
1	-16	-12,31
2	-14	-10,31
3	-14	-10,31
4	-17	-13,31
5	-14	-10,31
6	-10	-6,31
7	-12	-8,31
8	-12	-8,31
Wartość średnia	-13,29	-9,60
Odchylenie standardowe	2,12	2,12
II. HC 265 – 10 splotów, [L4/T4], długość płyty L=10,16 m		
Nr. płyty	Pomiar $p$ [mm]	Wygięcie wstępne $a_{0, test}$ [mm]
9	-17	-12,06
10	-17	-12,06
11	-19	-14,06
12	-17	-12,06
13	-15	-10,06
14	-16	-11,06
Wartość średnia	-16,83	-11,89
Odchylenie standardowe	1,21	1,21
III. HC 265 – 10 splotów, [L5/T4], długość płyty L=10,10 m		
Nr. płyty	Pomiar $p$ [mm]	Wygięcie wstępne $a_{0, test}$ [mm]
15	-16	-12,36
16	-15	-11,36
17	-15	-11,36
18	-15	-11,36
Wartość średnia	-15,25	-11,61
Odchylenie standardowe	0,43	0,43
IV. HC 265 – 12 splotów, [L4/T3], długość płyty L=10,84 m		
Nr. płyty	Pomiar $p$ [mm]	Wygięcie wstępne $a_{0, test}$ [mm]
19	-19	-15,31
20	-19,5	-15,81
21	-20	-16,31
22	-20	-16,31
23	-19	-15,31
Wartość średnia	-19,63	-15,94
Odchylenie standardowe	0,46	0,46
V. HC 265 – 12 splotów, [L5/T1], długość płyty L=11,46 m		
Nr. płyty	Pomiar $p$ [mm]	Wygięcie wstępne $a_{0, test}$ [mm]
24	-22	-17,39
25	-26	-21,39
Wartość średnia	-24	-19,39
Odchylenie standardowe	2	2
VI. HC 320 – 7 splotów, [L5/T4], długość płyty L=10,16 m		
Nr. płyty	Pomiar $p$ [mm]	Wygięcie wstępne $a_{0, test}$ [mm]
24	-8	-4,86
25	-7	-3,86
26	-8	-4,86
27	-8	-4,86
Wartość średnia	-7,75	-4,61
Odchylenie standardowe	0,43	0,43



Rysunek 4. Schematy statyczne składowanych płyt HC

### 3.1. Różnice między pomiarami

Uwzględniając wyniki pomiarów otrzymane dla tego samego rodzaju płyty wyliczono wartość średnią arytmetyczną wraz z odchyleniem standardowym (Tab. 1). Zgodnie z wytycznymi podawanymi przez normę PN-EN 1168:2011, różnica wstępnego wygięcia sąsiadujących płyt może wynosić maksymalnie do 5 mm. Dla płyt typu III, IV i VI odchylenie standardowe wynosi 0,43-0,46 mm, czyli o niewielkim, akceptowalnym rozrzucie wartości wynikającym z niejednorodności betonu i nieuniknionych niedokładnościach produkcyjnych. Odchylenie standardowe dla płyt I, II i V wynosi odpowiednio 2,12; 1,21 i 2 mm, będące zdecydowanie wyższe, lecz akceptowalne przez normę. W przypadku I między płytami o numerze 1 i 6, różnica między wygięciami wyniosła 6 mm, przekraczając tym wartość dopuszczalną. Wartość odchylenia standardowego płyty I wynosi zaledwie 2,12 mm, zatem można uznać to za pojedynczy przypadek, który nie został uwzględniony przy liczeniu wartości średniej.

## 4. Wyznaczenie wygięć metodą obliczeniową

Obliczenia wygięć przeprowadzono na podstawie wzorów i zaleceń z normy Eurokod 2 oraz fachowej literatury. Przeprowadzono je w całości dwukrotnie: raz dla wartości charakterystycznych, zgodnie z zaleceniami normy przyjmując odpowiednie częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla wytrzymałości betonu, stali oraz siły sprężającej. Wykonując obliczenia drugi raz, przyjęto wartości średnie, omijając współczynnik bezpieczeństwa w celu jak najbliższego oddania trafności obliczeń teoretycznych z rzeczywistością. Obliczenia bazują na podstawowych założeniach:

- Na całkowitą strzałkę wygięcia elementu składa się jej wygięcie powstałe na skutek sprężenia (ujemna strzałka ugięcia) oraz ugięcie od ciężaru własnego (dodatnia strzałka ugięcia). Obydwa liczymy oddzielnie korzystając z zasady superpozycji. Zdecydowanie przeważa wygięcie od sprężenia, zatem ugięcie całkowite nazywać będziemy wygięciem.
- Wszystkie ugięcia i wygięcia doraźne liczono dla czasu sprężenia płyty (w chwili zwolnienia naciągu). W rzeczywistości do wygięć dochodzi po przecięciu płyty, jednak czas ten jest różny dla każdego elementu. Wykonuje się je tuż po sprężeniu, więc kilku-, kilkunasto- czy kilkudziesięcio-minutowa różnica nie ma istotnego znaczenia.
- Przyspieszenie wiązania betonu poprzez nagrzewanie od metalowego podłoża toru naciągowego, uwzględniono za pomocą tzw. czasu zastępczego. Rozkład temperatury w przekroju betonu jest nierównomierny, zatem założono wartość średnią temperatury.
- Wpływ zmiany układu statycznego płyty uwzględnio zgodnie z pkt. 4.2.

Tabela 2. Założone parametry do obliczeń

Założony parametr	Wartości charakterystyczne	Wartości średnie
Wytrzymałość na ściskanie betonu w czasie sprężenia	$f_{ck}(t_0) = 22,72 \text{ MPa}$	$f_{cm}(t_0) = 35,72 \text{ MPa}$
Wytrzymałość na rozciąganie betonu w czasie sprężenia	$f_{ctk}(t_0) = 1,77 \text{ MPa}$	$f_{ctm}(t_0) = 2,52 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości betonu w czasie sprężenia	$E_{cm}(t_0) = 31,99 \text{ MPa}$	$E_{cm}(t_0) = 31,99 \text{ MPa}$
Siła sprężająca na jeden splot	$r_{inf} * P_0 = 107,1 \text{ kN}$	$P_0 = 102 \text{ kN}$
Siła sprężająca po stratach doraźnych	$r_{inf} * P_{m0} = 94,17 \text{ kN}$	$P_{m0} = 91,29 \text{ kN}$
Podstawowa długość transmisji	$1,2 * l_{pt} = 69,0 \text{ cm}$	$l_{pt} = 57,5 \text{ cm}$

#### 4.1. Układ statyczny płyty

Układ statyczny płyty zaprojektowano jako belkę wolno podpartą z uwzględnieniem rzeczywistych położen podpór. Standardowym podejściem przy wyliczaniu strzałki ugięcia belek jest przyjęcie schematu podparcia na krańcach belki, dla którego wzór z zasady mechaniki budowli przedstawiono w postaci (1).

$$a = \alpha_M * \frac{M * l_{eff}^2}{E_{c,eff} * I_c} \quad (1)$$

gdzie:

$\alpha_M$  – współczynnik przyjęty zgodnie z zasadami mechaniki budowli

$M$  – maksymalny moment zginający

$l_{eff}$  – długość efektywna belki

$I_c$  – całkowity moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$E_{c,eff}$  – moduł sieczny efektywny w czasie pomiaru



Dla belki wolnopodpartej na krańcach wartość współczynnika  $\alpha_M = \frac{5}{48}$ . Zmiana ułożenia podpór na belkę wolnopodpartą z przewieszeniem (Rys. 2) poza zmniejszeniem wartości momentu zginającego  $M$ , zmniejsza także wartość współczynnika  $\alpha_M$ . Do uwzględnienia zmian tych wartości dla poszczególnych płyt wykorzystano program obliczeniowy Robot Projektant. Należy zaznaczyć, że schemat podparcia nie ma wpływu na ujemną strzałkę ugięcia od siły sprężającej. Zatem zmiana schematu podparcia belki wolnopodpartej na wolnopodpartą z przewieszeniem zwiększa wartości wygięć płyt.



Rys. 5. Przykładowy wykres momentów od ciężaru własnego płyty [kNm]

Wykres momentów od siły sprężającej na długości ma charakter trapezowy (Rys. 7). Do wyliczenia wygięcia użyto wzoru (1), gdzie współczynnik  $\alpha_M = \frac{1}{8} - \frac{\xi^2}{6}$ . Współczynnik  $\xi$  jest zależny od długości transmisji  $l_{pt}$ , liczonej na podstawie wzoru (8.16) z Eurokodu 2.



Rys. 6. Wykres momentów od siły sprężającej [kNm]

$$M = P_{m0} * z_{cp} \quad (2)$$

gdzie:

$P_{m0}$  – całkowita siła sprężająca po uwzględnieniu strat doraźnych

$z_{cp}$  – ramię od osi cięgien sprężających do środka ciężkości przekroju płyty

Ramię siły  $z_{cp}$  definiuje wysokość płyty wraz z wariantem zbrojenia, zaś siłę  $P_{m0}$  z pewną dokładnością ustala projektant. Czynnikiem na który producent nie ma bezpośredniego wpływu jest długość transmisji, czyli długość na której siła z cięgien stalowych stopniowo, w sposób liniowy przechodzi na przekrój betonowy. Wartość długości transmisji obliczono korzystając ze wzorów z normy PN-EN 1992-1-1.

## 5. Porównanie wyników wyliczonych z pomierzonymi

Tabela 3. Zestawienie wartości wygięć doraźnych teoretycznych z pomierzonymi i katalogowymi dla belki wolnopodpartej

Rodzaj płyty	Wartości charakterystyczne $a_{calc,k}$ [mm]	Wartości średnie $a_{calc,m}$ [mm]	Średnia pomiarów rzeczywistych $a_{0,test}$ [mm]	Wartości wstępnych ugięć według katalogu $a_{0,cat}$ [mm]
I. HC200	-8,48	-7,68	-9,60	-8,4
II. HC265	-13,89	-11,78	-11,89	-11,7
III. HC265	-13,90	-13,08	-11,61	-11,7
IV. HC265	-17,20	-16,29	-15,94	-14,5
V. HC265	-17,03	-16,01	-19,39	-14,4
VI. HC320	-5,76	-5,28	-4,61	-5,8

Tabela 4. Wyliczenie zakresu błędów na podstawie Tab. 3.

Rodzaj płyty	Od wartości charakterystycznych		Od wartości średnich		Od wartości katalogowych	
	Błąd bezwzględny [mm]	Błąd względny [%]	Błąd bezwzględny [mm]	Błąd względny [%]	Błąd bezwzględny [mm]	Błąd względny [%]
I. HC200	-1,12	11,7	-1,92	20,0	-1,2	12,5
II. HC265	2,00	-16,8	0,11	0,9	-0,19	1,6
III. HC265	2,29	19,7	1,47	12,7	0,09	0,1
IV. HC265	1,26	7,9	0,37	2,2	-1,44	9,0
V. HC265	-2,36	12,2	-3,38	17,4	-4,99	25,8
VI. HC320	1,15	24,9	0,67	14,5	1,19	25,8

Błędy bezwzględne dla wartości charakterystycznych dla wszystkich płyt mieszczą się w granicy od 1,2 do 2,4 mm, co przekłada się na względny błąd w granicach od 8 do 25 %. Obliczając od wartości średnich, błąd bezwzględny jest w granicach od 0,35 do 3,4 mm, zaś błąd względny od 1 do 20 %. Liczone błędy dla wartości skatalogowanych, mieszczą się w granicy od 0,1 do 26 %. Zgodnie z przewidywaniami, teoretyczne wyniki dają mniejszą strzałkę wygięcia od wyników pomierzonych, zaś błędy od wartości średnich są mniejsze w stosunku do błędów od wartości charakterystycznych. Wyjątkiem są płyty I i V, dla których wartości obliczone są większe od pomierzonych, zaś wartości charakterystyczne są bliższe rzeczywistym wygięciom. Wartości podawane w katalogu Fabud, posiadają większą odchyłkę niż wartości średnie, przy czym można zauważyć, że przeważnie przewidują niższe wygięcia.

W toku obliczeń, głównymi czynnikami decydującymi o różnicy między wygięciami obliczonymi na wartościach charakterystycznych a średnich, jest długość transmisji (zależna od wytrzymałości na rozciąganie) oraz siła ściskająca (Tab. 2).

Tabela 1 pokazuje jak nawet niewielkie przesunięcie podpór od lica przekroju, znacząco zmienia wartość wygięcia - przykładowo dla płyt I, pomiar  $p=-13,63$  mm po przeliczeniu dla belki wolnopodartej ma wartość  $a_{0,test}=-9,6$  mm, bliższej wartości katalogowej  $a_0=-8,4$  mm (Tab. 1), zmieniając błąd względny z wartości 38 do 13 %.

## 6. Podsumowanie

W konstrukcjach niesprężonych dąży się do zmniejszania strzałki ugięcia elementów. Odwrotna strzałka ugięcia w konstrukcjach sprężonych pozwala zniwelować nadmierne ugięcie w elementach o znacznych rozpiętościach. Tym samym dąży się do jej zwiększenia, przy czym nie może przekroczyć wartości granicznych. Wymóg ogranicza wartość strzałki ugięcia do 1/250 rozpiętości licząc od osi podpór, zaś w szczególnych przypadkach, przykładowo gdy ugięcie może spowodować zarysowanie stykających ścian działowych, ograniczenie wynosi 1/500 rozpiętości. Dotyczy to zarówno dodatniej jak i odwrotnej strzałki ugięcia. Dla powyższych płyt, biorąc pod uwagę bardziej restrykcyjne ograniczenie, wygięcie żadnej z płyt jej nie przekroczyło warunków SGU. Najbliżej granicy była płyta V HC 265 nr.26 o wygięciu  $a = -26 \text{ mm}$  (Pomiar  $p$ , Tab.1) przy maksymalnej strzałce ugięcia  $a_{\max} = \frac{11,48 \text{ m}}{500} = 23,0 \text{ mm}$ . Dla standardowego warunku zawiera wciąż duży zapas bezpieczeństwa  $a_{\max} = \frac{11,48 \text{ m}}{250} = 45,9 \text{ mm}$ . Żadna pozostała płyta nie przekroczyła żadnego z obydwu warunków.

Powstanie większej wartości odwrotnej strzałki ugięcia od przewidywanego, przy spełnieniu warunku SGU od wygięcia, zapewnia większy zakres bezpieczeństwa na rozwój ugięcia elementu po jego obciążeniu i jego rozwoju w czasie od efektów reologicznych. Zmniejsza to ryzyko przekroczenia warunku SGU od ugięcia w czasie eksploatacji. Powstanie większej bądź mniejszej strzałki ugięcia nie ma żadnego wpływu na nośność prefabrykatu – czyli warunki SGN.

Ogólnie przyjęta zasada w budownictwie przyjmuje, że obliczenia z granicą błędu do 10 % są wystarczająco poprawne. Granica ta jest jednak mocno umowna, zaś przekroczenie strzałki ugięcia dopuszczalnej przez normy nie wiąże się z dużym zagrożeniem, które może przechylić na katastrofę budowlaną. Średnia błędów względnych wynosi 15 %, przy czym brak jednoznacznej tendencji odchylek – dla płyt II, III, IV i VI są one zaniżone, zaś dla płyt I i V są zawyżone. Tym samym można przyjąć, że wyniki ugięć doraźnych, bazujące na sposobie liczenia i wzorach proponowane przez polską normę PN-EN 1992-1-1, zapewniają dostateczną dokładność. Różnice w wartościach pomierzonych z obliczeniowymi jest spowodowana dokładnością pomiaru 0,5 mm i przybliżeniami obliczeniowymi, nie wymagają jednak zmian w zakresie teorii liczenia ugięć elementów sprężonych.

## 7. Bibliografia

Adamczewski G., Woyciechowski P., „Prefabrykacja – jakość, trwałość, różnorodność. Zeszyt 1 i 2”, katalogi produktów CONSOLIS, październik 2014.

Ajdukiewicz A., Mames J., „Betonowe Konstrukcje sprężone”, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001.

Derkowski W., „Wpływ nadbetonu na pracę sprężonych płyt stropowych HC na podporach podatnych”.

Kanuff M., praca zbiorowa, „Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych I sprężonych według Eurokodu 2”, Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.

Katalog produktu PEKABEX, „Tolerancje i standardy produkcji płyt kanałowych HC oraz pełnych HM w zakładzie prefabrykacji Pekabex”.

PN-EN 1168:2011: „Prefabrykaty z betonu – Płyty kanałowe”.

PN-EN 1992-1-1:2004: Eurokod 2, „Projektowanie konstrukcji z betonu.Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków”.

PN-EN 1992-1-1:2004: Eurokod 2, „Projektowanie konstrukcji z betonu.Część 1-2: Reguły ogólne i reguły dla budynków”.

PN-EN 1990:2004: Eurokod 0, „Podstawy projektowania konstrukcji”.

Sieczkowski J., „Przykłady obliczeń konstrukcji żelbetowych i z betonu sprężonego”, Wydawnictwo Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1974.

Troszczyński G., „Wytyczne projektowania stropów z płyt sprężonych HC”, poradnik projektanta FABUD WKB S.A., wydanie czwarte, luty 2017.

**Aneta Żmij**  
Aneta.Zmij@polsl.pl

Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa  
Opiekun naukowy prof. dr hab. inż. Barbara Klemczak

## **WYMUSZONE NAPRĘŻENIA TERMICZNO – SKURCZOWE W PŁYTACH FUNDAMENTOWYCH POSADOWIONYCH NA PALACH**

### **RESTRAINT THERMAL – SHRINKAGE STRESSES IN FOUNDATION SLABS ON PILES**

**Słowa kluczowe:** płyty fundamentowe, pale, wczesne naprężenia termiczno - skurczowe, beton masywny

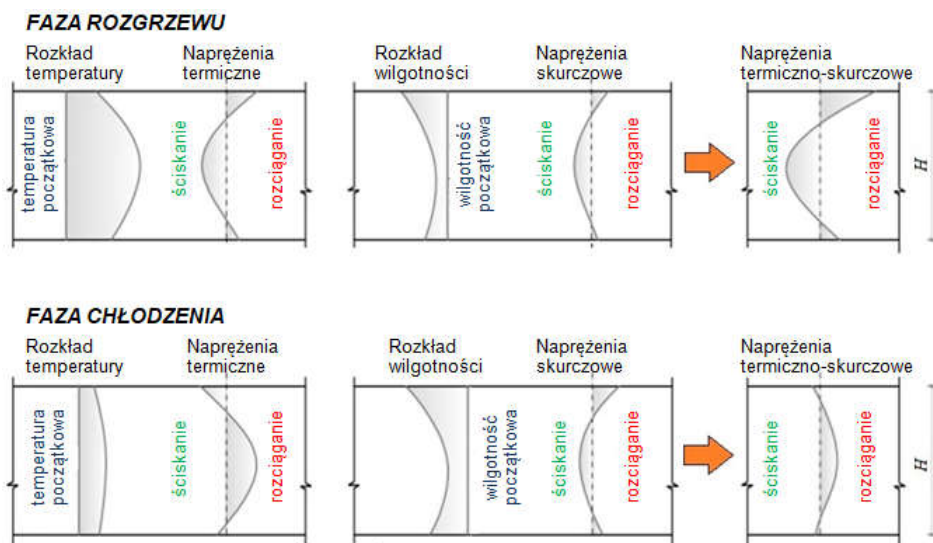
#### **1. Wprowadzenie**

Głównym obciążeniem betonowych konstrukcji masywnych w fazie ich wznoszenia są obciążenia związane ze zmianami temperatury oraz wilgotności w twardniejącym betonie. Temperatura wnętrza konstrukcji o znacznych wymiarach przekroju może osiągać wartość  $50\div 70\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Wzrost temperatury jest wynikiem ciepła wydzielanego w egzotermicznym procesie hydratacji cementu, natomiast chłodzenie warstw przypowierzchniowych, przy jednocześnie niskim współczynniku przewodnictwa cieplnego betonu, powoduje nierównomierny rozkład temperatury we wnętrzu elementu. Ponadto procesom tym towarzyszy również ruch wilgoci związany zarówno z reakcjami chemicznymi procesu hydratacji, jak i wymianą wody z otoczeniem. Nierównomierne zmiany objętościowe spowodowane gradientami temperatury oraz wilgotności generują naprężenia w konstrukcji. Mogą mieć one charakter naprężeń własnych lub wymuszonych. Naprężenia własne związane są z występowaniem więzów wewnętrznych konstrukcji. Są one wynikiem nierównomiernego rozkładu pól termiczno – wilgotnościowych i występują nawet wtedy, gdy konstrukcja ma pełną swobodę odkształceń. Naprężenia wymuszone natomiast są związane z ograniczeniem swobody odkształceń. Udział tych naprężeń w wartości naprężeń całkowitych zależy od rodzaju konstrukcji. Naprężenia własne dominują w płytach o znacznych grubościach przekroju, podczas gdy w elementach o znacznych wymiarach rzutu, posadowionych bez warstwy poślizgowej lub na palach można oczekiwać wysokich wartości naprężeń wymuszonych. Opisywane naprężenia często osiągają znaczne wartości, przekraczające aktualną wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu, czego konsekwencją może być powstanie spękań i zarysowań konstrukcji. W związku z tym występuje konieczność rozpoznania naprężeń termiczno – skurczowych, generowanych w elemencie masywnym wraz z określeniem mogącego wystąpić ryzyka zarysowania.

Przedmiotem artykułu jest analiza rozkładu oraz wielkości wymuszonych naprężeń termiczno – skurczowych w płytach posadowionych na palach, w których oczekiwany jest znaczny poziom tych naprężeń. Przeprowadzono analizę numeryczną mającą na celu rozpoznanie charakteru tych naprężeń oraz sprawdzanie wpływu wybranych czynników na ich wartości.

## 2. Charakter naprężeń termiczno – skurczowych w masywnych płytach fundamentowych

Wartości naprężeń termiczno – skurczowych generowanych w twardniejącym betonie konstrukcji masywnych zależą od wielu czynników, zarówno materiałowych, jak i technologicznych. Można do nich zakwalifikować: skład mieszanki betonowej, warunki układania oraz pielęgnacji betonu, technologię betonowania i warunki otoczenia. Należy także podkreślić istotne znaczenie wymiarów, geometrii oraz warunków podparcia ograniczających swobodę odkształceń konstrukcji poddanej wpływom nierównomiernych zmian objętościowych.



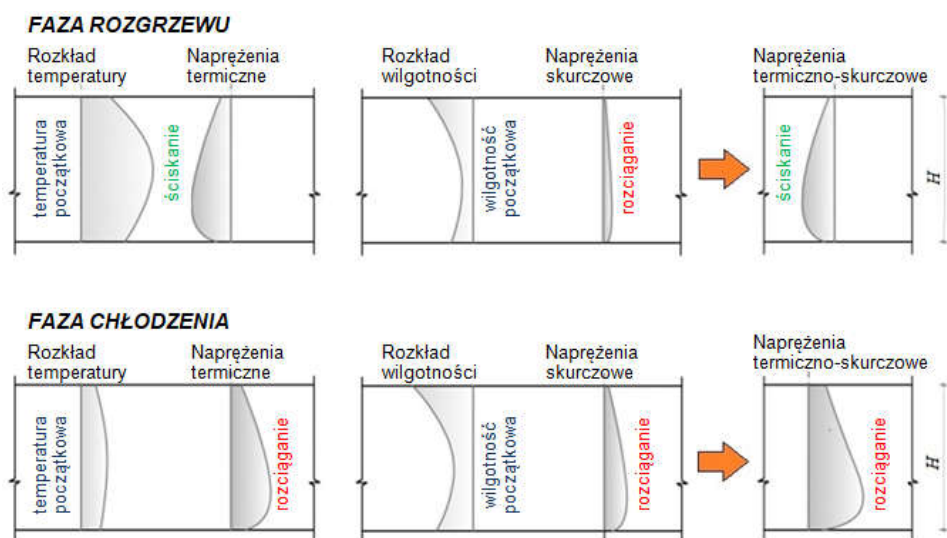
Rys. 1. Rozkład naprężeń własnych wzdłuż wysokości płyty fundamentowej posadowionej bezpośrednio na gruncie (Klemczak et al. 2017)

Ze względu na znaczną grubość płyt fundamentowych, spodziewany udział naprężeń własnych przeważa w całkowitej wartości naprężeń. W takim przypadku fazie rozgrzewu towarzyszą termiczne naprężenia rozciągające w przypowierzchniowych warstwach płyty oraz naprężenia ściskające w jej wnętrzu, podczas gdy odwrotna sytuacja występuje w fazie chłodzenia. Wówczas rozciąganiu podlega wnętrze płyty, natomiast warstwy przypowierzchniowe są ściskane. Naprężenia skurczowe, wynikające z nierównomiernego skurczu od wysychania, mają jednolity charakter przez cały okres twardnienia. Ich wpływ na całkowitą wartość naprężeń jest zróżnicowany - w fazie rozgrzewu powodują one wzrost całkowitej wartości naprężeń termiczno –



skurczowych, natomiast w fazie chłodzenia redukują wartości naprężeń, zarówno rozciągających, jak i ściskających (Rys.1.).

Największe wartości naprężeń wymuszonych, które są związane z ograniczeniem swobody odkształceń konstrukcji, w przypadku masywnych płyt fundamentowych występują w pobliżu płaszczyzny kontaktu płyty fundamentowej z podłożem gruntowym. Ich charakter różni się od naprężeń własnych (Rys.2.): w fazie rozgrzewu cały element jest ściskany, natomiast w fazie chłodzenia występują naprężenia rozciągające. Udział naprężeń wymuszonych w całkowitej wartości naprężeń termiczno – skurczowych jest zależny od stopnia utwardzenia występującego pomiędzy płytą fundamentową oraz gruntem. Może być on znaczny w przypadku płyt fundamentowych o znacznych wymiarach w rzucie, posadowionych bez warstwy poslizgowej. Naprężenia wymuszone o znacznych wartościach mogą wystąpić też w płytach posadowionych na palach. W tym przypadku, opisywany wyżej rozkład naprężeń całkowitych może ulec zmianie.



Rys. 2. Rozkład naprężeń wymuszonych wzdłuż wysokości płyty fundamentowej posadowionej bezpośrednio na gruncie (Klemczak et al. 2017)

### 3. Analiza numeryczna

#### 3.1. Założenia

Analiza została przeprowadzona z wykorzystaniem programu ATENA przeznaczonego do nieliniowej analizy konstrukcji. Przedmiotem analizy była betonowa płyta fundamentowa posadowiona na palach. Badano tylko rozkład naprężeń wymuszonych, stąd też w każdym przypadku płytę obciążano zmianą temperatury  $\Delta T = -20\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Otrzymany rozkład naprężeń odpowiada zatem fazie studzenia płyty. W celu sprawdzenia wpływu poszczególnych czynników na otrzymany rozkład naprężeń wymuszonych, przeanalizowano szereg przypadków, które zostały zebrane w tabeli 1.

Przyjęto model materiału sprężystego izotropowego w płaskim stanie odkształcenia (ang. *the plane strain elastic isotropic model*). Właściwości mechaniczne, zastosowane w analizie, przedstawiono w tabeli 2. Analizowano płyty o grubościach odpowiednio 1, 2, 4m. Założono betonowanie ciągłe, przeprowadzone w stosunkowo krótkim okresie.

Tabela 1. Zestawienie analizowanych przypadków

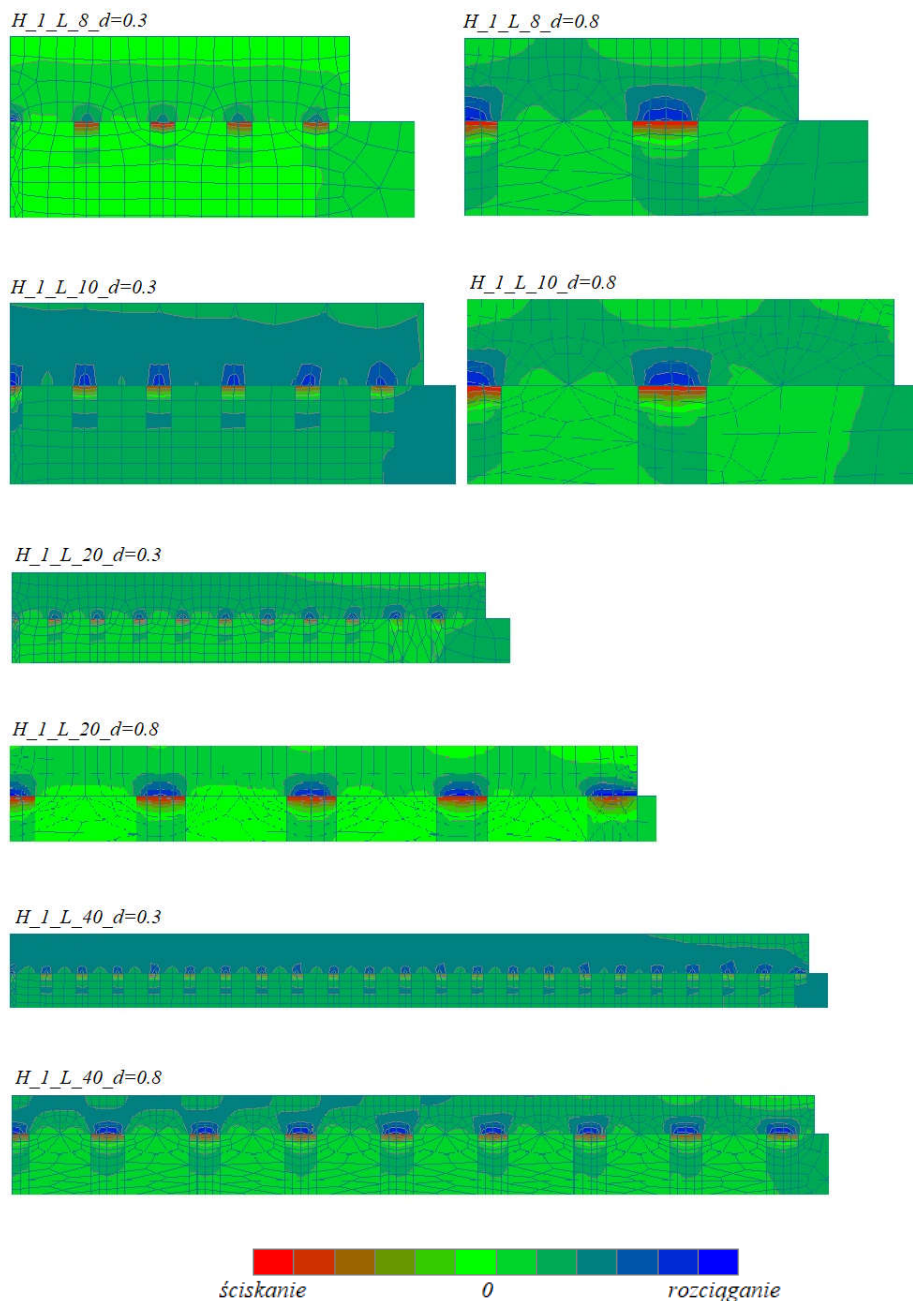
H - grubość płyty, m	L - długość płyty, m	Analizowane przypadki
1	8	ss_pile – d=0,3 vss_pile – d=0,3 ss_pile – d=0,8 vss_pile-d=0,8
	10	
	20	
	40	
2	8	
	16	
	20	
	40	
4	80	
	8	
	16	
	32	
	40	
	80	
		100
gdzie:		
ss – grunt o parametrach: $E = 50 \text{ MPa}$ , $\nu = 0.3$ , $\rho = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$		
vss – grunt o parametrach: $E = 20 \text{ MPa}$ , $\nu = 0.3$ , $\rho = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$		
pile – d = 0,3 – płyta posadowiona na palach o średnicy d = 0,3 m oraz rozstawie 0,9 m		
pile – d = 0,8 – płyta posadowiona na palach o średnicy d = 0,8 m oraz rozstawie 2,4 m		

Tabela 2. Właściwości mechaniczne materiału zastosowane w analizie

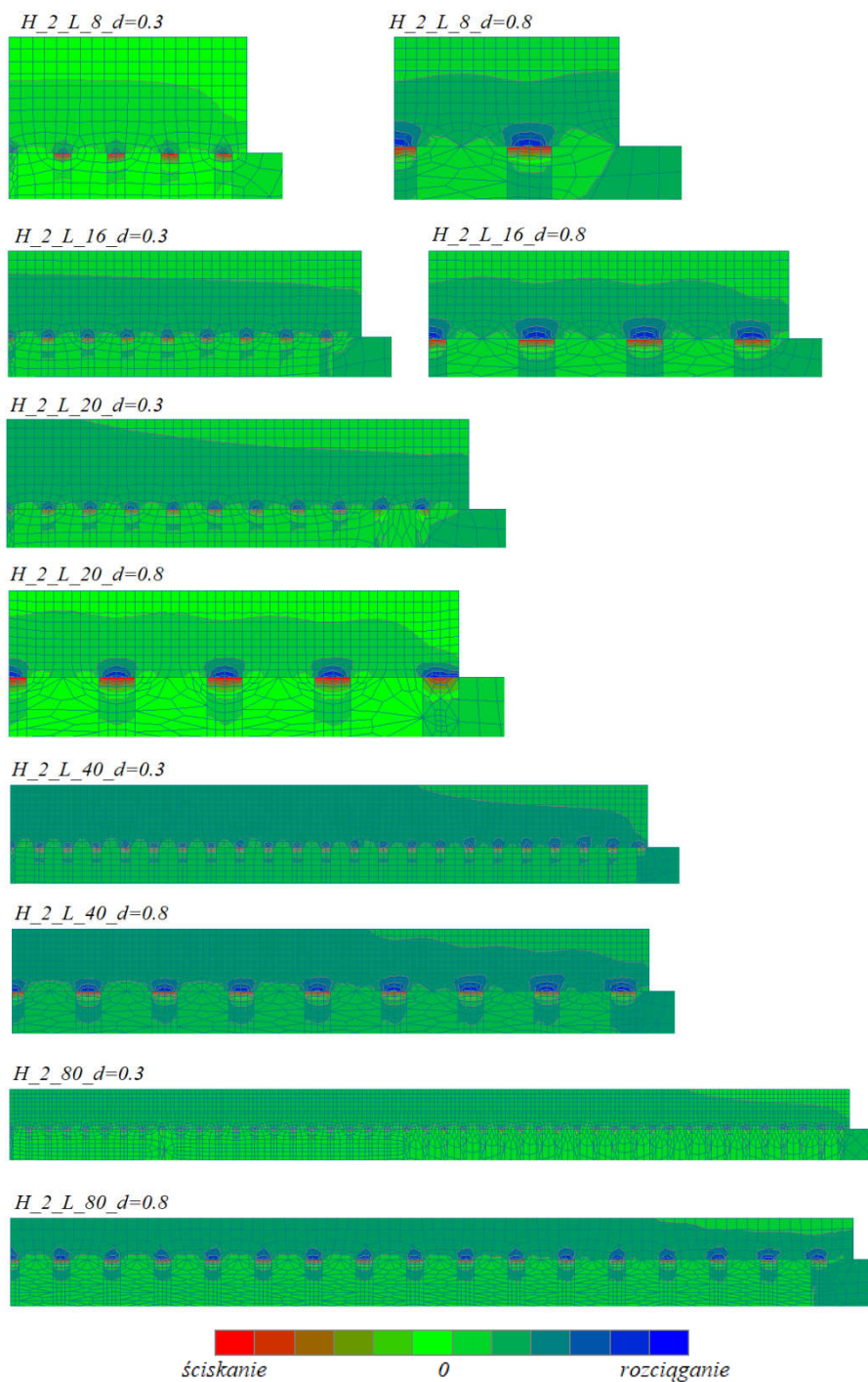
Element	Właściwość	Jednostka	Wartość
Płyta fundamen- towa	moduł sprężystości, $E_c$ (obliczona na podstawie PN-EN 1992-1-1 jako efek- tywny moduł sprężystości, po 2 dniach twardnienia, z uwzględnieniem pełzania)	MPa	11300
	współczynnik Poissona, $\nu$	-	0,2
	ciężar objętościowy, $\rho$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	25
	współczynnik rozszerzal- ności termicznej, $\alpha$	$\frac{1}{^\circ\text{C}}$	$1 \cdot 10^{-5}$
Pale	moduł sprężystości, $E_c$	MPa	27000
	współczynnik Poissona, $\nu$	-	0,2
	ciężar objętościowy, $\rho$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	25
	współczynnik rozszerzal- ności termicznej, $\alpha$	$\frac{1}{^\circ\text{C}}$	$1 \cdot 10^{-5}$

Ze względu na symetrię konstrukcji, wykonano model połowy konstrukcji, wprowadzając liniowe podparcie wzdłuż osi symetrii. Wielkość analizowanej bryły gruntu





Rys.4. Mapy naprężeń w płycie fundamentowej o wysokości 1 m posadowionej na palach



Rys.5. Mapy naprężeń w płycie fundamentowej o wysokości 2 m posadowionej na palach

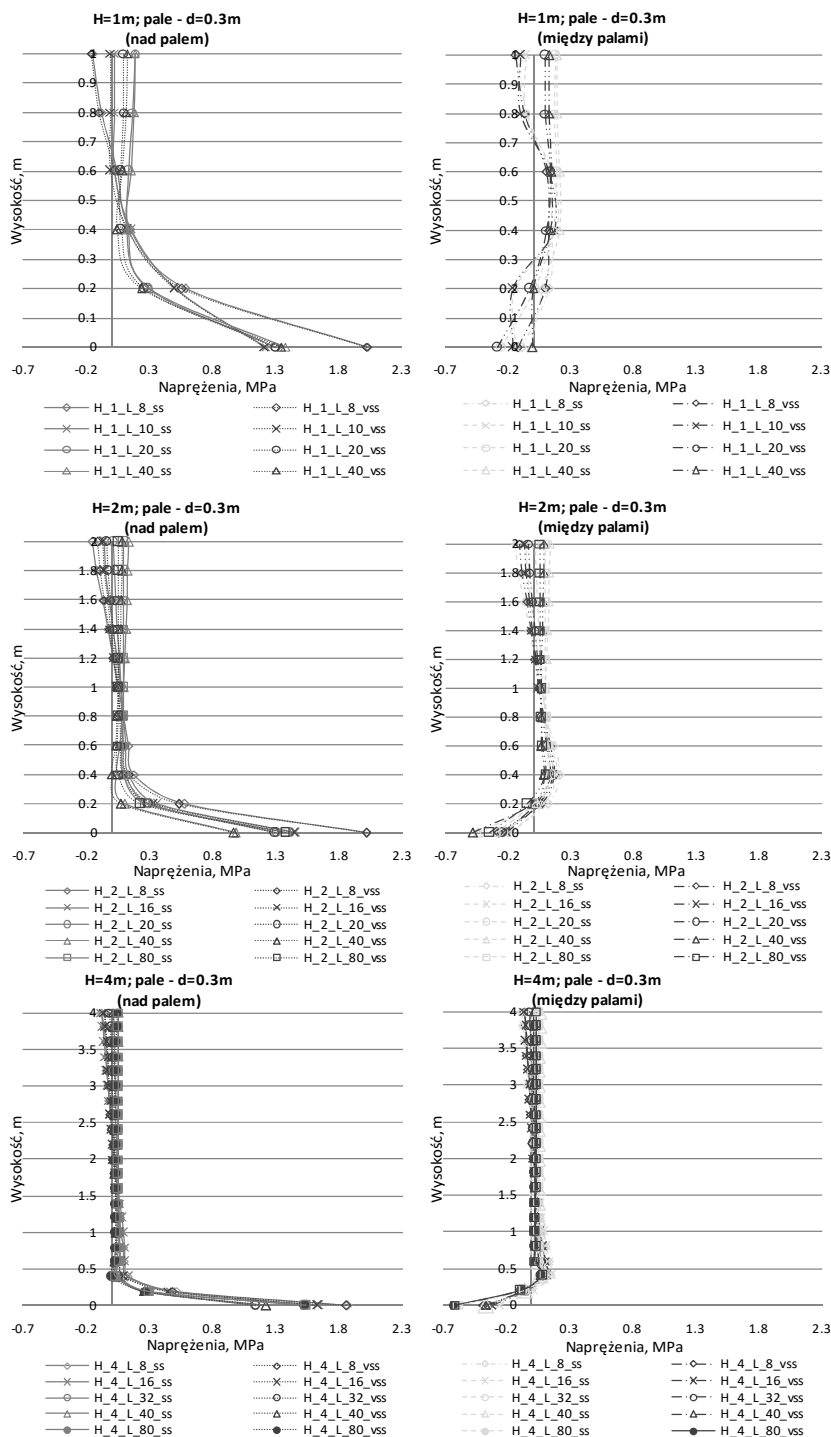




Rys.6. Mapy naprężeń w płycie fundamentowej o wysokości 4 m posadowionej na palach

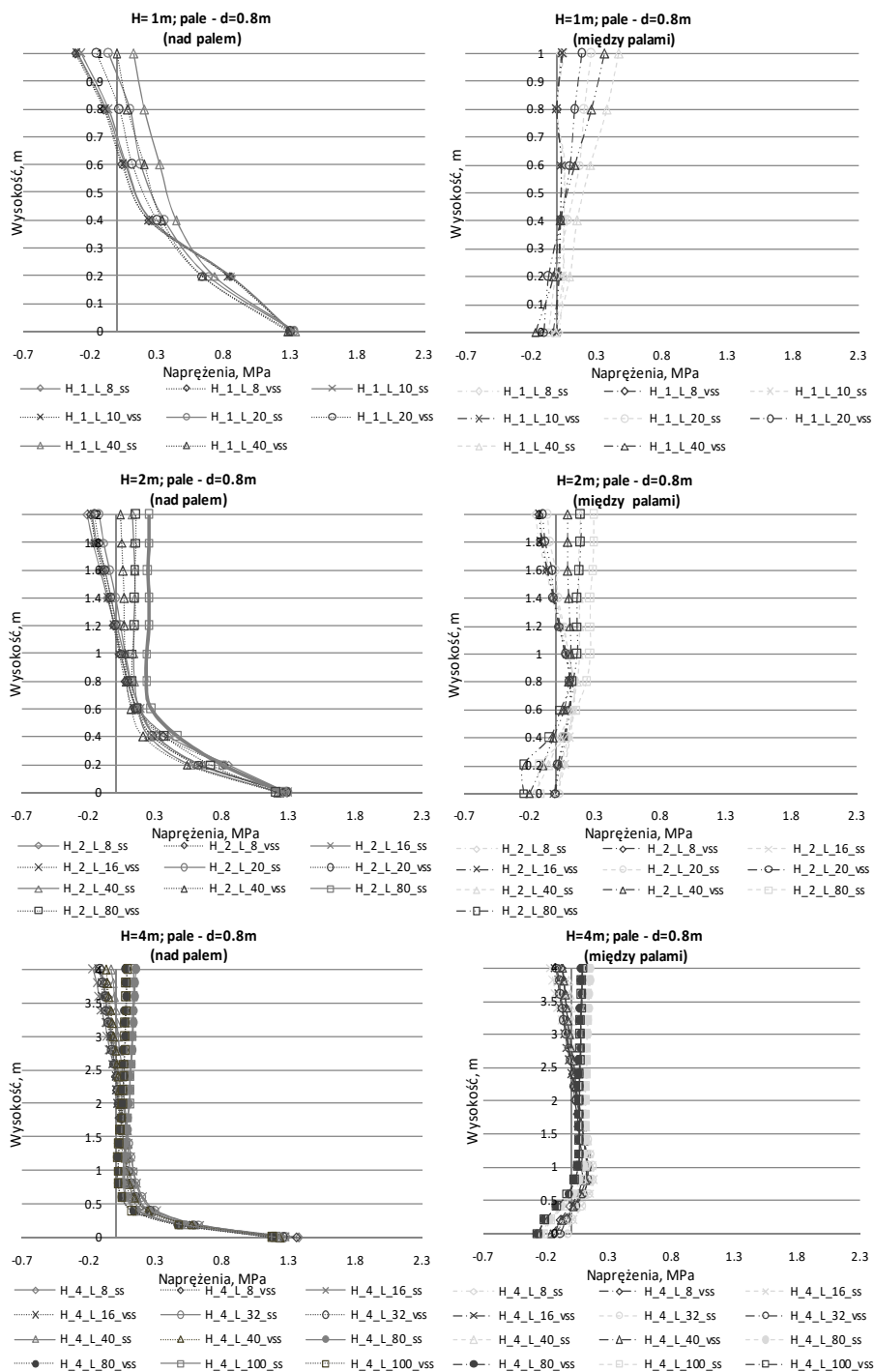


# Wymuszone naprężenia termiczno – skurczowe w płytach fundamentowych posadowionych na palach



Rys. 6. Wykresy naprężeń w przekroju nad palami oraz między palami w płycie fundamentowej posadowionej na palach o średnicy 0,3 m

## Wymuszone naprężenia termiczno – skurczowe w płytach fundamentowych posadowionych na palach



Rys. 7. Wykresy naprężeń w przekroju nad palami oraz między palami w płycie fundamentowej posadowionej na palach o średnicy 0,8 m

Na podstawie przedstawionych wyników można zapisać następujące wnioski dotyczące rozkładu naprężeń w fazie studzenia płyty fundamentowej:

- otrzymany rozkład naprężeń nad palem, dla płyt o różnej wysokości ma zbliżony charakter: w miejscu połączenia z palem występują naprężenia rozciągające, które mają podobne wartości, zależne jedynie od średnicy pala (dla pali o średnicy 0,8 m wartości naprężeń są nieco niższe). Pal natomiast, w miejscu połączenia z płytą jest ściskany,
- w przekroju nad palem, górna część płyty jest ściskana w przypadku niższych wartości  $L/H$ , natomiast w płytach o wyższych wartościach  $L/H$  występuje rozciąganie również w górnej części płyty. Należy jednak zaznaczyć, że wartości otrzymywanych naprężeń są niewielkie,
- wartości naprężeń w przekroju między palami są nieznaczne. W dolnej części płyty występują naprężenia ściskające, natomiast znak naprężeń w warstwach górnych zależy jest od wartości  $L/H$ ,
- różnica wartości naprężeń w płytach posadowionych na gruntach o różnej sztywności jest pomijalna.

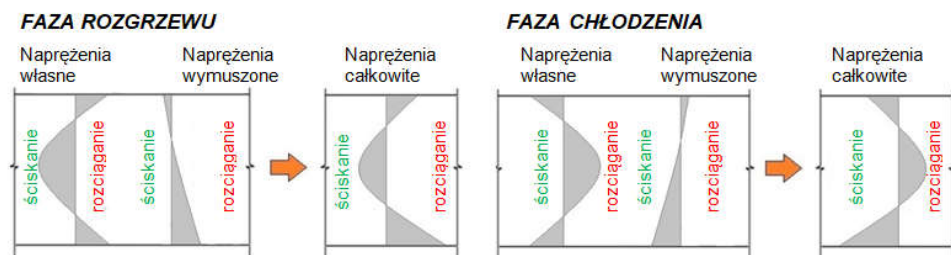
Analogiczne zależności można wyróżnić również w odniesieniu do fazy rozgrzewu płyty fundamentowej. W tym przypadku rozkład naprężeń ma podobny charakter, następuje natomiast zmiana znaku bryły naprężeń: w płycie w miejscu połączenia z palem występują naprężenia ściskające, podczas gdy pal jest rozciągany. Między palami powstają naprężenia rozciągające.

#### 4. Podsumowanie

Wyznaczanie rozkładu oraz wielkości wymuszonych naprężeń termiczno – skurczowych w płytach posadowionych na palach rzadko jest przedmiotem analiz. Jedyne zalecenia w tym zakresie zamieszczono w wytycznych brytyjskich (CIRIA C660), w których podano propozycje ustalania wartości współczynnika skępowania  $R$  (ang. *restraint factor R*), odnoszące się do wybranych przypadków. Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że w płytach posadowionych na palach mogą wystąpić naprężenia wymuszone o znacznych wartościach, wpływając również na rozkład naprężeń całkowitych. Przykładowo, dla płyt o grubości 4 m i założonych naprężeń własnych, na poziomie  $\sigma_x = 0,94 \text{ MPa}$  (obliczonych na podstawie zaleceń CIRIA C660), na rys. 8 i 9 przedstawiono poglądowy rozkład naprężeń własnych, wymuszonych oraz całkowitych w przekroju nad palem oraz między palami. Wyznaczenie dokładnej wartości poszczególnych naprężeń wymaga dalszych analiz.



Rys. 8. Rozkład naprężeń całkowitych w przekroju nad palem, wzdłuż wysokości płyty fundamentowej posadowionej na palach



Rys. 9. Rozkład naprężeń całkowitych w przekroju między palami, wzdłuż wysokości płyty fundamentowej posadowionej na palach

## 5. Acknowledgement

Publikacja finansowana z BKM – 504/RB6/2017 w ramach pracy nad projektem: „Analizy numeryczne oraz badania eksperymentalne wpływu zmian parametrów materiałowych bądź wpływu różnego typu oddziaływań zewnętrznych na zachowanie konstrukcji betonowych, murowych, drewnianych oraz tychże konstrukcji wzmacnianych materiałami kompozytowymi, w aspekcie zmiany ich parametrów nośności oraz użyteczności”.

## 6. Bibliografia

ACI Committee 207, 2005, ACI 207.1R-05: „Guide to Mass Concrete. ACI Manual of Concrete Practice”, Part 1.

Bamforth P.B.: CIRIA C660. Early-age thermal crack control in concrete. CIRIA, Classic House London, 2007.

Flaga K., Klemczak B., 2016, „Konstrukcyjne i technologiczne aspekty naprężeń termiczno-skurczowych w betonowych konstrukcjach masywnych i średniomasywnych”, Monografie (1st ed.). Kraków, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.

Flaga K., Klemczak B., 2016, „Określanie wczesnych naprężeń termiczno-skurczowych i ryzyka zarysowania w masywnych płytach fundamentowych”, Inżynieria i Budownictwo, 6, s. 366–371.

Kiernożycki W., 2003, „Betonowe konstrukcje masywne”, Kraków, Wydawnictwo Polski Cement.

Klemczak B., Żmij A., Azenha M., 2017, „Numerical study on restraints effects in massive foundation slabs”, Procedia Engineering, Vol. 193, pp. 226-233.

PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.