

dr inż. Wit Derkowski

Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki

Wydział Inżynierii Lądowej

Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych

Pracownia Konstrukcji Sprężonych

AUTOREFERAT

**Opis dorobku, ze szczególnym uwzględnieniem osiągnięć naukowych
- w języku polskim**

Kraków, październik 2016 r.

Spis treści Załącznika 2A

1. INFORMACJE OGÓLNE	3
1.1. Wykształcenie	3
1.2. Przebieg dotychczasowego zatrudnienia oraz pełnione funkcje	3
1.3. Ogólna charakterystyka aktywności publikacyjnej w zakresie naukowym	3
1.4. Naukowa współpraca międzynarodowa	5
1.5. Doświadczenie organizacyjne w zakresie nauki i dydaktyki	6
1.6. Doświadczenie dydaktyczne	8
1.7. Działalność zawodowa	10
2. WSKAZANIE OSIĄGNIĘCIA WYNIKAJĄCEGO Z ART. 16, UST. 2 USTAWY Z DNIA 14 MARCA 2003 R. O STOPNIACH NAUKOWYCH I TYTULE NAUKOWYM ORAZ O STOPNIACH I TYTULE W ZAKRESIE SZTUKI (Dz. U. nr 65, poz. 595 ze zm.)	12
2.1. Tytuł osiągnięcia naukowego	12
2.2. Publikacje wchodzące w skład osiągnięcia	12
2.3. Opis celu naukowego i osiągniętych wyników	14
2.3.1. Informacje ogólne	14
2.3.2. Nośność styku w konstrukcjach zespolonych beton-beton bez zbrojenia zszywającego	18
2.3.3. Złożony stan naprężeń w strunobetonowych płytach kanałowych	25
2.3.4. Nośność na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych	27
2.3.5. Niezamierzone częściowe zamocowanie stropów ze sprężonych płyt kanałowych	28
2.3.6. Odporność ogniowa stropów ze sprężonych płyt kanałowych	30
2.3.7. Projektowanie konstrukcji prefabrykowanych zapobiegające katastrofie postępującej	31
2.3.8. Wpływ właściwości materiałów w cienkościennych elementach prefabrykowanych na bezpieczeństwo konstrukcji	33
2.3.9. Podsumowanie	36
2.3.10. Bibliografia użyta w autoreferacie	36
2.4. Opis działalności naukowej w innych obszarach	37
2.4.1. Innowacyjne techniki naprawy i wzmacniania istniejących konstrukcji budowlanych z betonu, z użyciem materiałów kompozytowych FRP	38
2.4.2. Prefabrykowane elementy nawierzchni szynowych z betonu sprężonego w aspekcie zapewnienia ich bezpieczeństwa użytkowania i trwałości	40

1. INFORMACJE OGÓLNE

1.1. Wykształcenie

Jestem absolwentem Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

Dyplom magistra inżyniera specjalności *Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie* uzyskałem na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej w 1996 r.

Praca magisterska: „*Stan graniczny nośności zginanych przekrojów żelbetowych według Eurocode 2*” (1996), promotor: dr inż. Maria Szerszeń, recenzent: prof. dr hab. inż. Krzysztof Dyduch.

Praca ta uzyskała wyróżnienie w Konkursie PZITB im. I. Stella-Sawickiego.

Praca doktorska: „*Trwałość zmęczeniowa zginanych belek żelbetowych wzmacnianych taśmami z włókien węglowych*” (2005), promotor: prof. dr hab. inż. Krzysztof Dyduch, recenzenci: prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski oraz prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak.

Praca obroniona z wyróżnieniem i nagrodzona w Konkursie Ministra Transportu i Budownictwa.

W maju 2009 r. ukończyłem szkolenie „*Precast Structures*” na Uniwersytecie Nottingham w Wielkiej Brytanii.

Ponadto brałem udział w licznych szkoleniach krajowych z zakresu konstrukcji żelbetowych i sprężonych.

1.2. Przebieg dotychczasowego zatrudnienia oraz pełnione funkcje

Od października 1996 r. jestem zatrudniony na Politechnice Krakowskiej w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, gdzie początkowo pracowałem na stanowisku asystenta naukowo-dydaktycznego w Katedrze Konstrukcji Sprężonych, a obecnie na stanowisku adiunkta naukowo-dydaktycznego w Pracowni Konstrukcji Sprężonych.

W latach 2003 – 2006 byłem członkiem Instytutowej Komisji ds. Współpracy Międzynarodowej „Instytut w UE”.

Od 2002 r. nieprzerwanie do chwili obecnej jestem członkiem z wyboru Rady Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej. W okresie 2008 – 2012 byłem członkiem Wydziałowej Komisji ds. Budżetu i Finansów oraz Wydziałowej Komisji ds. Programów Unijnych, w latach 2012-2016 Uczelnianej Komisji Dyscyplinarnej ds. Doktorantów, a obecnie zostałem wybrany do Wydziałowej Komisji ds. Rozwoju Wydziału działającej w kadencji 2016-2020.

W okresie 2006 - 2007 pełniłem funkcję zastępcy dyrektora Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych ds. Dydaktyki

W latach 2007 – 2011 pełniłem funkcję zastępcy dyrektora Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych ds. Naukowo-Badawczych i Współpracy z Gospodarką.

W latach 2009 – 2011 pełniłem funkcję kierownika Projektu MRPO.01.01.01-12-068/09 pt.: „*Stworzenie kompleksu laboratoriów na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, ul. Warszawska 24, Kraków*”, współfinansowanego ze środków Unii Europejskiej, a do chwili obecnej jestem osobą odpowiedzialną w Politechnice Krakowskiej za trwałość tego Projektu.

1.3. Ogólna charakterystyka aktywności publikacyjnej w zakresie naukowym

Mój dorobek publikacyjny dotyczący działalności naukowo-badawczej łącznie obejmuje **79 prac naukowych**, w tym:

- 5 rozdziałów w monografiach (w tym 4 po doktoracie),
- 42 artykuły w czasopismach (w tym 38 po doktoracie),

- 16 oryginalnych referatów opublikowanych w materiałach konferencji międzynarodowych (w tym 12 po doktoracie),
 - 8 oryginalnych referatów opublikowanych w materiałach konferencji krajowych (w tym 7 po doktoracie),
 - 6 wydawnictw, w których pełniłem funkcję edytora (w tym 4 po doktoracie),
 - 1 publikacja o objętości 68 stron wydana przez SPB (po doktoracie),
- oraz praca doktorska.

Samodzielnie przygotowałem 23 publikacje, a 56 we współpracy z innymi autorami.

Wygłosiłem 30 referatów na różnych konferencjach i seminariach, zarówno krajowych, jak i zagranicznych.

Sumaryczna punktacja publikacji wchodzących w skład osiągnięcia, **według listy MNiSW z dnia 23 grudnia 2015 r. wynosi 378 pkt.** (w tym 342 pkt po doktoracie), a **sumaryczny IF = 3,218** (w całości po doktoracie).

W okresie 2005 – 2016 (po doktoracie) moja działalność naukowa prowadzona była równolegle w czterech obszarach:

- **Innowacyjne techniki naprawy i wzmacniania istniejących konstrukcji budowlanych z betonu, z użyciem materiałów kompozytowych FRP** – rozszerzenie tematyki podjętej w pracy doktorskiej.

W tym obszarze opublikowałem:

- 1 rozdział w monografii,
- 8 artykułów w czasopismach (w tym 4 samodzielnie),
- 11 oryginalnych referatów w materiałach konferencyjnych.

Sumaryczna punktacja publikacji z tego obszaru, według listy MNiSW z 2015 r., wynosi 108 pkt., a sumaryczny IF = 2,194.

- **Zagadnienia technologiczne i analiza pracy konstrukcji sprężonych** – temat rozwijany od początku mojej pracy zawodowej;

W tym obszarze opublikowałem:

- 8 artykułów w czasopismach (w tym 5 samodzielnie),
- 2 oryginalne referaty w materiałach konferencyjnych,
- 3 wydawnictwa, w których pełniłem funkcję edytora.

Sumaryczna punktacja publikacji z tego obszaru, według listy MNiSW z 2015 r., wynosi 49 pkt.

- **Prefabrykowane konstrukcje budowlane z betonu**, w tym wybrane aspekty pracy statyczno-wytrzymałościowej prefabrykowanych stropów sprężonych współpracujących z nadbetonem, które stanowią przedmiot postępowania habilitacyjnego;

W tym obszarze opublikowałem:

- 3 rozdziały w monografii (w tym 2 tworzące osiągnięcie habilitacyjne),
- 18 artykułów w czasopismach (w tym 2 samodzielnie; 9 tworzących osiągnięcie habilitacyjne),
- 6 oryginalnych referatów w materiałach konferencyjnych,
- 1 wydawnictwo, w których pełniłem funkcję edytora
- 1 publikację o objętości 68 stron wydana przez SPB.

Sumaryczna punktacja publikacji z tego obszaru, według listy MNiSW z 2015 r., wynosi 161 pkt., a sumaryczny IF = 0,512.

Wskazanie osiągnięcia habilitacyjnego, wraz z jego opisem, podałem w p. 2 niniejszego Autoreferatu.

- **Prefabrykowane elementy nawierzchni szynowych z betonu sprężonego w aspekcie zapewnienia ich bezpieczeństwa użytkowania i trwałości.**

W tym obszarze opublikowałem:

- 4 artykuły w czasopismach (w tym 0 samodzielnie),

- 1 oryginalny referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej.

Sumaryczna punktacja publikacji z tego obszaru, według listy MNiSW z 2015 r., wynosi 24 pkt, a sumaryczny IF = 0,512.

Wyżej wymienione obszary często się łączą i wzajemnie przenikają. Moje prace naukowe dotyczyły zarówno analiz teoretycznych, jak i badań doświadczalnych, niejednokrotnie prowadzonych w skali rzeczywistej.

Szczegółowy wykaz opublikowanych prac naukowych lub twórczych prac zawodowych wraz z opisem udziału w pracach współautorskich znajduje się w Załączniku 5. Informacje podane w Załączniku 5 odpowiadają kryteriom oceny w zakresie osiągnięć naukowo-badawczych osoby ubiegającej się o nadanie stopnia doktora habilitowanego w obszarze nauk technicznych, zgodnie z *Rozporządzeniem Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego z dnia 1 września 2011.*

1.4. Naukowa współpraca międzynarodowa

Moja działalność naukowa na arenie międzynarodowej w zakresie betonowych konstrukcji prefabrykowanych związana jest głównie z uczestnictwem w pracach Międzynarodowej Federacji Betonu Konstrukcyjnego **fib** (Fédération internationale du béton), której jestem członkiem od 2009 r. W latach 2012-2016 byłem zastępcą Delegata Polskiej Grupy **fib**. W połowie 2016 r. zostałem wybrany vice-przewodniczącym Komisji COM6 „Prefabrication” oraz przewodniczącym Polskiej Grupy **fib**.

Merytorycznie moja aktywność koncentruje się w pracach Komisji **fib** COM6 „Prefabrication”, a w szczególności - działalności następujących grup roboczych:

- T.G. 6.1 „Prestressed hollow core floors” - od 2009 r.;
- T.G. 6.3 „Sustainability of structures with precast elements” - od 2013 r.;
- T.G. 6.6 „Retrofitting of precast seismic structures” - od 2015 r.;
- T.G. 6.7 „Precast concrete in tall buildings” - od 2015 r.

Zagraniczna aktywność naukowa w dziedzinie wzmacniania konstrukcji betonowych materiałami kompozytowymi FRP związana jest z działalnością w:

- COST Action TU1207 “*Next Generation Design Guidelines for Composites in Construction*”, powołanego w ramach EU Framework Programme - od 2012r.;
- International Institute for FRP in Construction (IIFC) – od 2008 r.

Dostrzeżenie moich kompetencji naukowych przez środowiska zagraniczne spowodowało, że zlecano mi recenzje artykułów w renomowanych czasopismach (Engineering Structures; Construction & Building Materials; Composite Structures; Cement Wapno, Beton; Czasopismo Techniczne), jestem członkiem kolegium redakcyjnego Czasopisma Technicznego (Technical transactions) oraz Frontiers in Materials and Built Environment (Open Access Journal), a w roku 2011 zostałem powołany na eksperta do oceny wniosku grantowego w ramach OP for the Polish-Swiss Research Programme.

W latach 2009 - 2012 brałem udział w trzech programach europejskich, finansowanych z funduszy: LLP - Erasmus Programme oraz EFS - Europejskiego Funduszu Społecznego.

Moje kontakty z międzynarodowym środowiskiem naukowym były i są podtrzymywane w trakcie organizacji międzynarodowych konferencji i seminariów – udział w komitetach naukowych i organizacyjnych 11 wydarzeń wyszczególnionych w p. 1.3. Ponadto brałem aktywny udział, wygłaszając referaty i uczestnicząc w dyskusjach podczas 18 konferencji międzynarodowych – patrz Z 5.A.

Moja współpraca z zagranicznymi uniwersytetami odbywała się również w zakresie działalności dydaktycznej. W szczególności przejawiała się ona:

- organizacją zajęć i spotkań dla studentów i kadry dydaktycznej Hasselt University w Belgii, przebywających na wizycie dydaktycznej w Politechnice Krakowskiej;

- organizacją zajęć i spotkań dla studentów University of Nebraska – Lincoln, USA, przebywających na wizycie dydaktycznej w Politechnice Krakowskiej;
- pomocą w wybieraniu ośrodków uniwersyteckich i kierowaniem moich studentów (dyplomantów) na wymiany studenckie w ramach programu Socrates – Erasmus (6 osób), a także wizytowaniem i konsultowaniem studentów przebywających w ramach programu Ersasmus na Universidade da Beira Interior w Covilha w Portugalii;
- współpracą ze studentami Blaise Pascal University w Clermont-Ferrand oraz Institut Français de Mécanique Avancée - IFMA w Clermont-Ferrand we Francji, przyjeżdżającymi na semestr dyplomowy do Politechniki Krakowskiej.

Szczegółowa informacja o współpracy międzynarodowej znajduje się w Załączniku 6. Informacje podane w Załączniku 6 odpowiadają kryteriom oceny w zakresie osiągnięć naukowo-badawczych osoby ubiegającej się o nadanie stopnia doktora habilitowanego w obszarze nauk technicznych, zgodnie z *Rozporządzeniem Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego z dnia 1 września 2011 r.*

1.5. Doświadczenie organizacyjne w zakresie nauki i dydaktyki

W okresie 2006 - 2007 w ramach pełnienia funkcji zastępcy dyrektora Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych ds. Dydaktyki zajmowałem się przede wszystkim:

- koordynacją planów i sprawozdań z prowadzenia zajęć dydaktycznych w Instytucie (ok. 100 pracowników dydaktycznych);
- prowadzeniem procesu wyboru przedmiotów wybieralnych przez studentów III, IV i V roku jednolitych studiów magisterskich (wybór 26 przedmiotów z katalogu możliwych 127 przedmiotów wybieralnych);
- koordynacją procesu dyplomowania studentów studiów stacjonarnych i niestacjonarnych w Instytucie (rocznie ok. 350 prac inżynierskich i magisterskich);
- tworzeniem programów dydaktycznych na kierunku Budownictwo dla planowanych studiów dwustopniowych;
- tworzeniem oferty dydaktycznej w języku angielskim oraz koordynacją współpracy międzynarodowej Instytutu w dziedzinie dydaktyki;
- podziałem środków finansowych związanych z prowadzeniem dydaktyki.

W latach 2007 – 2011 pełniłem funkcję zastępcy dyrektora Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych ds. Naukowo-Badawczych i Współpracy z Gospodarką i zajmowałem się przede wszystkim:

- koordynacją planów i sprawozdań z działalności statutowej (DS) i badań własnych (BW) (w skład Instytutu wchodziły 2 Katedry, 4 Zakłady oraz Laboratorium Badawcze);
- organizacją i nadzorowaniem procesu wdrożenia systemu jakości oraz uzyskania akredytacji Laboratorium Badawczego Materiałów i Konstrukcji Budowlanych (L-18) – uzyskana akredytacja Polskiego Centrum Akredytacji dotyczyła 23 cech z 6 grup, w tym cechy związane z badaniami systemów przytwierdzeń do monoblokowych podkładów kolejowych oraz cecha „Elementy żelbetowe. Nośność i odkształcalność przy zginaniu”, które były akredytowane w Polsce po raz pierwszy;
- tworzeniem bazy danych dotyczących aparatury badawczej w Instytucie oraz oferty Instytutu skierowanej do gospodarki;
- modernizacją i doposażeniem Laboratorium w aparaturę badawczą;
- współpracą przy przygotowywaniu koncepcji nowego budynku laboratoryjno-dydaktycznego WIL z halą badawczą przeznaczoną dla L-1;
- koordynacją współpracy Instytutu z podmiotami gospodarczymi;
- koordynacją współpracy międzynarodowej Instytutu w dziedzinie naukowo-badawczej;
- opiniowaniem i współtworzeniem nowego Regulaminu Wydziału i Instytutu;
- opiniowaniem Kryteriów okresowej oceny nauczycieli akademickich.

W 2011 roku otrzymałem nagrodę zespołową I stopnia Rektora Politechniki Krakowskiej za „Akredytację Laboratorium Badawczego Materiałów i Konstrukcji Budowlanych w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej”.

W latach 2008-2009 byłem współtwórcą, a w latach 2009 – 2011 pełniłem funkcję kierownika Projektu MRPO.01.01.01-12-068/09 pt.: „Stworzenie kompleksu laboratoriów na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, ul. Warszawska 24, Kraków”, współfinansowanego ze środków Unii Europejskiej. W ramach tego projektu inwestycyjnego zakupiono 95 urządzeń nowoczesnej aparatury badawczej, niejednokrotnie unikalnej w skali kraju, oraz przystosowano część pomieszczeń, za łączną kwotę ok. 8,2 mln zł.

W ramach projektu przewidziano modernizację lub doposażenie bazy laboratoryjnej trzech Instytutów na Wydziale Inżynierii Lądowej:

- Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, w tym laboratorium konstrukcji budowlanych, laboratorium chemii budowlanej; laboratorium materiałów budowlanych i technologii betonu, laboratorium fizyki budowli, laboratorium akustyki budowlanej oraz laboratorium komputerowe;
- Instytutu Inżynierii Drogowej i Kolejowej;
- laboratorium BIM w Instytucie Technologii Informatycznych w Inżynierii Lądowej.

Za realizację tego Projektu otrzymałem w 2011 roku nagrodę zespołową I stopnia Rektora Politechniki Krakowskiej. Od zakończenia Projektu do chwili obecnej pełnię funkcję Pełnomocnika Rektora Politechniki Krakowskiej ds. trwałości tego Projektu.

W latach 2014-2015 dwukrotnie inicjowałem, przygotowywałem i uczestniczyłem w dyskusjach gremiów naukowych na tematy związane z kształceniem w zakresie konstrukcji betonowych:

- jako członek Sekcji Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej Polskiej Akademii Nauk zainicjowałem w 2014 roku dyskusję na temat kształcenia studentów wydziałów Budownictwa z zakresu konstrukcji betonowych. Wraz z Prof. Andrzejem Winnickim z Politechniki Krakowskiej przygotowaliśmy kompleksową analizę treści przekazywanych w czasie całego toku studiów inżynierskich i magisterskich, odnoszących się do konstrukcji z betonu (w ramach przedmiotów „konstrukcje żelbetowe”, „konstrukcje sprężone i prefabrykowane”, „budownictwo przemysłowe”, „mosty”, „tunele i budowle podziemne”, „technologia wykonywania konstrukcji” i wiele innych związanych z mechaniką budowli, modelowaniem itp.). Wskazaliśmy na dobre i słabe strony realizowanych programów, ale także dyskutowaliśmy na temat zakresu „kanonu” niezbędnej wiedzy, który powinien być przekazywany na wszystkich polskich uczelniach. Po dyskusji na posiedzeniu Sekcji zostały sformułowane ogólne wnioski.
- podczas II Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej „Konstrukcje Sprężone KS2015” zorganizowaliśmy dyskusję panelową pt. „Kształcenie z zakresu konstrukcji sprężonych”. Kilkogodzinna dyskusja dotyczyła umieszczenia konstrukcji sprężonych w programach nauczania na kierunku Budownictwo. Była ona forum dla wypowiedzi przedstawicieli różnych grup zawodowych: projektantów, generalnych wykonawców, specjalistycznych wykonawców sprężenia i przedstawicieli uczelni kształcących na kierunku Budownictwo (tę grupę ja reprezentowałem). Wnioski z tego ważnego spotkania stały się podstawą publikacji artykułu poz. 47 według Z 5.A.

W całym okresie mojej pracy na Politechnice Krakowskiej angażowałem się w organizację krajowych i międzynarodowych konferencji i seminariów, będąc:

- członkiem Komitetu Organizacyjnego IV Międzynarodowej Konferencji „Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures” AMCM w Krakowie, w 2002 r.;
- członkiem Komitetu Organizacyjnego XII Konferencji Naukowo-Technicznej „Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze” w Krakowie, w 2003 r.;

- przewodnicząc Komitetu Organizacyjnego International Seminar „Prefabrication in Europe” w Krakowie, w 2007 r.;
- przewodnicząc Komitetu Organizacyjnego International Seminar „Reinforcing and Prestressing Materials and Systems” w Krakowie, w 2009 r.;
- vice-przewodniczącym Komitetu Organizacyjnego i członkiem Komitetu Naukowego VII Międzynarodowej Konferencji „Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures” AMCM 2011 w Krakowie, w 2011 r.
- członkiem Komitetu Naukowego International Conference on Engineering “Innovation and Development” ICEUBI2011 w Covilha w Portugalii, w 2011 r.;
- jednym z inicjatorów i vice-przewodniczącym Komitetu Organizacyjnego Konferencji Naukowo-Technicznej „Konstrukcje Sprężone KS2012” w Krakowie, w 2012 r.;
- członkiem Komitetu Naukowego International Conference on Engineering “Innovation and Development” ICEUBI2013 w Covilha w Portugalii, w 2013 r.;
- członkiem Komitetu Naukowego VII Międzynarodowej Konferencji „Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures” AMCM 2014 we Wrocławiu, w 2014 r.;
- vice-przewodniczącym Komitetu Organizacyjnego i sekretarzem Komitetu Naukowego Konferencji Naukowo-Technicznej „Konstrukcje Sprężone 2015” w Krakowie, w 2015 r.;
- członkiem Komitetu Naukowego International Conference on Engineering “Innovation and Development” ICEUBI2015 w Covilha w Portugalii, w 2015 r.

Obecnie zaangażowany jestem w organizację międzynarodowych konferencji i seminariów, będąc:

- przewodnicząc Komitetu Organizacyjnego **fib** Short Course on Precast Buildings w Krakowie, w 2016 r.;
- członkiem Komitetu Naukowego 7th International Conference „Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures” AMCM w Gliwicach w 2017 r.;
- przewodnicząc Komitetu Organizacyjnego **fib** Symposium 2019 “Concrete: Innovations in Materials, Design and Structures” w Krakowie, w 2019 r.

Moja działalność organizacyjna objawia się także w aktywnym uczestnictwie w następujących gremiach:

- Sekcji Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN (w latach 2008-2020);
- Zarządzie Komisji Nauki PZiTb o. Małopolski w kadencji 2014 - 2018;
- Komitecie Technicznym nr 195 ds. Prefabrykatów z Betonu Polskiego Komitetu Normalizacyjnego;
- Komitetach Redakcyjnych Czasopisma Technicznego oraz Frontiers in Materials and Built Environment;
- Radzie Naukowej przy TrackTec SA.

Poza wymienionymi wyżej nagrodami zespołowymi Rektora Politechniki Krakowskiej, uzyskałem również indywidualne odznaczenia:

- Medal Brązowy za Długoletnią Służbę - postanowienie Prezydenta RP z 2009 r.;
- Honorowa Odznaka Politechniki Krakowskiej przyznana przez Rektora PK – 2008.

1.6. Doświadczenie dydaktyczne

W okresie mojego zatrudnienia na Wydziale Inżynierii Lądowej moja działalność dydaktyczna obejmowała prowadzenie zajęć dydaktycznych w języku polskim z następujących przedmiotów, prowadzonych na studiach I i II stopnia:

- *Konstrukcje betonowe* – ćwiczenia projektowe, ćwiczenia laboratoryjne.
- *Konstrukcje sprężone i prefabrykowane* – wykłady, ćwiczenia projektowe, ćwiczenia laboratoryjne (autor sylabusu i osoba odpowiedzialna za przedmiot).
- *Roboty remontowe i modernizacyjne* – ćwiczenia audytoryjne.

- *Technologia wykonywania i wzmacniania konstrukcji z betonu* – wykłady, ćwiczenia projektowe, wycieczki na budowy (autor sylabusu i osoba odpowiedzialna za przedmiot).
- *Wzmacnianie konstrukcji budowlanych* – wykłady, ćwiczenia projektowe, wycieczki na budowy (autor sylabusu i osoba odpowiedzialna za przedmiot).

Dla studentów programu ERASMUS prowadziłem zajęcia w języku angielskim z przedmiotu:

- *Precast Concrete Structures* – wykłady, ćwiczenia projektowe (osoba odpowiedzialna za przedmiot).

Dla studentów studiów doktoranckich na kierunku Budownictwo (studia III stopnia), prowadzonych przez Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, współprowadzę zajęcia z przedmiotu:

- *Metodyka badań doświadczalnych materiałów i konstrukcji* – wykłady.

Dla słuchaczy studiów podyplomowych „*Stosowanie Eurokodów w budownictwie*”, prowadzonych przez Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, prowadziłem zajęcia z przedmiotów:

- *Projektowanie betonowych konstrukcji sprężonych według EC2* – wykłady, ćwiczenia projektowe (autor sylabusu i osoba odpowiedzialna za przedmiot).
- *Projektowanie betonowych konstrukcji prefabrykowanych według EC2* – wykłady (autor sylabusu i osoba odpowiedzialna za przedmiot).

Jestem autorem szkolenia pt.: „*Bezpieczeństwo i kontrole obiektów budowlanych. Badanie i określenie trwałości istniejących konstrukcji kablobetonowych i strunobetonowych*”, prowadzonego w PZiTb o/Kraków, a także 4 edycji szkoleń pt.: „*Projektowanie strunobetonowych podkładów kolejowych wg PN-EN 1992-1-1:2008 (EC2) oraz PN-EN 13230*”, prowadzonych przez firmę TRACK TEC S.A.

Moje doświadczenia w zakresie promotorstwa prac są następujące:

- promotor pomocniczy w przewodzie doktorskim mgr inż. Mateusza Surmy pt.: „*Wpływ nadbetonu na nośność na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych*” – promotor prof. zw. dr hab. inż. Kazimierz Flaga, przewód otwarty w 2014 r., planowana obrona – początek 2017 r.;
- promotor ok. 75 prac magisterskich, w tym 7 napisanych w języku angielskim. Moi dyplomanci zdobywali następujące nagrody i wyróżnienia:
 - wyróżnienie Ministra Infrastruktury za pracę magisterską pt.: „*Trwałość zmęczeniowa zginanych przekrojów żelbetowych wzmocnionych wstępnie naprężanymi taśmami z włókien węglowych*” (praca studialna) – 2007;
 - II nagroda w Ogólnopolskim Konkursie o nagrodę Prezesa Track Tec S.A. za najlepszą pracę naukową z zakresu kolejnictwa dla pracy magisterskiej pt.: „*Analiza monoblokowych strunobetonowych podkładów kolejowych o różnych typach zakotwień*” (praca studialno-badawcza) – 2013;
 - I nagrodę w Ogólnopolskim Konkursie „Najlepsza Praca Dyplomowa” roku 2014, ogłoszonym przez firmę PEKABEX SA za pracę magisterską pt.: „*Nośność na ścinanie sprężonych, stropowych płyt kanałowych opartych na belkach wiotkich*” (praca studialno-badawcza) – 2014;
 - wyróżnienie w Ogólnopolskim Konkursie „Najlepsza Praca Dyplomowa” roku 2014, ogłoszonym przez firmę PEKABEX SA za pracę magisterską pt.: „*Projekt prefabrykowanej hali wysokiego składowania*” (praca projektowa) – 2014;
 - I nagrodę w Ogólnopolskim Konkursie „Najlepsza Praca Dyplomowa” roku 2015, ogłoszonym przez firmę PEKABEX SA za pracę magisterską pt.: „*Projekt sprężonej, prefabrykowanej, wieloprzęsłowej belki stropowej w trzech wariantach*” (praca projektowa) – 2015;
 - wyróżnienia Rady Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej (10 osób);
- promotor ok. 55 prac inżynierskich;

W latach 2011 - 2016 pełniłem opiekę naukową nad 5 studentami-stażystami WIL w ramach staży dydaktycznych przygotowujących do pracy nauczyciela akademickiego. W okresie 2011 - 2014 sprawowałem również opiekę nad 5 studentami w ramach działalności studenckich kół naukowych na WIL PK (opiekun naukowy 5 referatów).

Szczegółowy wykaz dorobku dydaktycznego i popularyzatorskiego znajduje się w Załączniku 6. Informacje podane w Załączniku 6 odpowiadają kryteriom oceny w zakresie osiągnięć naukowo-badawczych osoby ubiegającej się o nadanie stopnia doktora habilitowanego w obszarze nauk technicznych, zgodnie z *Rozporządzeniem Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego z dnia 1 września 2011.*

1.7. Działalność zawodowa

W 2006 roku uzyskałem uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń, w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, a w 2007 roku uzyskałem uprawnienia do projektowania, kierowania i nadzoru nad robotami wzmacniającymi konstrukcji mostowych za pomocą przyklejanego zbrojenia zewnętrznego, wydane przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie.

Od 2006 roku prowadzę własną działalność zawodową, prowadząc firmę Projekty i Ekspertyzy Budowlane. W tym okresie wykonałem samodzielnie lub we współautorstwie ponad 80 opinii, ekspertyz i projektów konstrukcyjnych, szczególnie konstrukcji sprężonych i konstrukcji prefabrykowanych. Do najważniejszych moich osiągnięć inżynierskich zaliczam:

- w zakresie projektów wzmocnień konstrukcji istniejących:
 - *Projekt kompleksowego wzmocnienia dźwigarów dachowych w hali Centrum Dystrybucji w Tychach*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta, a następnie Inspektora nadzoru inwestorskiego nad całością prac. Projekt ten obejmował unikalne, pierwsze w Polsce wzmocnienie budynku przez sprężenie taśmami CFRP, a także wzmocnienia belek na ścinanie matami CFRP, podwieszenia belkowych wsporników korytkowych na prętach sprężających, wzmocnienia belek cięgnami bez przyczepności z ruchomym zakotwieniem czynnym w środku rozpiętości kabli;
 - *Projekt naprawy dźwigarów kablobetonowych typu KBOS-30 „Krzyszowice” w budynku hali Rozlewni „A” Destylarni „Polmos” S.A. w Krakowie*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta i pełniłem nadzór autorski nad całością prac. Projekt dotyczył ponownego wzmocnienia dźwigarów kablobetonowych cięgnami bez przyczepności, po demontażu wcześniej instalowanych kabli;
 - *Projekt budowlano-wykonawczy wzmocnienia mostu nad rzeką Krzczonówką w Pcimiu do klasy obciążenia „C”*, gdzie pełniłem funkcję projektanta. Projekt dotyczył wzmocnienia belek mostowych przy użyciu mat i taśm kompozytowych CFRP;
- w zakresie projektów nowych obiektów budowlanych:
 - *Projekt stropu sprężonego nad parterem części konferencyjnej Centrum Hotelowego przy ul. Orzechowej w Krakowie*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta i pełniłem nadzór autorski nad sprężeniem stropu. Projekt ten dotyczył wcześniej nierealizowanego w Polsce, nowego rozwiązania monolitycznego, lekkiego stropu żebrowego, jednokierunkowo sprężonego cięgnami bez przyczepności;
 - *Projekt konstrukcji prefabrykowanej budynku Komendy Miejskiej Policji w Nowym Sączu*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta i pełniłem nadzór autorski nad montażem konstrukcji. Obiekt o konstrukcji prefabrykowanej, w którym ramy wykonano z wielokondygnacyjnych słupów żelbetowych i strunobetonowych belek zespolonych ze stropami żelbetowymi na deskowaniach traconych typu filigran. Trzony komunikacyjne i fundamenty – żelbetowe, monolityczne;

- *Projekt budynków Komendy Wojewódzkiej Policji w Rzeszowie*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta. Dwa budynki - 6 i 5-ciokondygnacyjne o konstrukcji żelbetowej monolitycznej. Nadbudowa garażu - konstrukcja żelbetowa, w większości monolityczna z zastosowaniem belek strunobetonowych;
- *Weryfikacja oryginalnej dokumentacji i opracowanie polskiego projektu budowlanego silosów na klinkier w Cementowni Lafarge Kujawy w Bielawach oraz Cementowni Lafarge Małogoszcz*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta i pełniłem nadzór autorski nad wykonaniem konstrukcji. Silosy z betonu sprężonego o średnicy 55 m i wysokości 38 m + kopuła, przeznaczone na 120 000 ton klinkieru, każdy. Kopuła o konstrukcji stalowej. Posadowienie pośrednie na barytach;
- w zakresie projektów nowych systemów elementów prefabrykowanych:
 - *Projekt kompleksowego systemu prefabrykowanych płyt tramwajowych zintegrowanej nawierzchni torowo – drogowej typu PEKABEX PF*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta. Oryginalny system sprężonych lub żelbetowych prefabrykowanych płyt tramwajowych, stanowiących bezpodsypkową konstrukcję torowiska tramwajowego o zintegrowanej nawierzchni torowo – drogowej. Mocowanie szyny w torowisku za pomocą złączy podatnych. System obejmuje elementy o długości do 12 m, o grubościach od 18 cm do 40 cm, zarówno dla torowisk zwykłych, jak i zielonych;
 - *Projekt systemu gęstożebrowego belkowo-pustakowego systemu stropowego RT Rabotop*, gdzie pełniłem funkcję głównego projektanta. Projekt nowego, oryginalnego systemu stropów gęstożebrowych na belkach strunobetonowych, w których zarówno górna powierzchnia środnika, jak i boczne, są dyblowane.
- w zakresie opracowań eksperckich:
 - *Ekspertyza stanu technicznego konstrukcji nośnej hali obiektu handlowego E. Leclerc w Nowym Targu*. Kompleksowa ekspertyza, wykonana po pożarze o dużym zakresie, budynku o żelbetowej konstrukcji w pełni prefabrykowanej, ze strunobetonowymi dźwigarami stropodachowymi. Ekspertyza określała możliwość dalszego bezpiecznego użytkowania obiektu i podawała wytyczne koniecznych napraw i wzmocnień. W późniejszym okresie sprawowałem nadzór nad okresowymi badaniami stanu technicznego obiektu.
 - *Ekspertyza dotycząca poprawności modelu numerycznego Centrum Handlowo-Usługowego Gemini Jasna Park w Tarnowie*. Ekspertyza modelu numerycznego wielkopowierzchniowego centrum handlowego o konstrukcji prefabrykowanej, która uwzględniała m.in. wpływy termiczno-skurczowe oraz imperfekcje wykonawcze. Opracowanie wykonywane w trakcie wznoszenia obiektu. Ekspertyza określała zakres koniecznych modyfikacji projektu.
 - *Ekspertyza stanu technicznego belek stropowych podestu palacza pieców obrotowych w Cementowni Małogoszcz, określającej możliwość montażu na nich nowej instalacji dozowania paliw alternatywnych*. Określenie możliwości montażu nowej instalacji dozowania paliw alternatywnych na istniejącej konstrukcji, z uwagi na bezpieczeństwo pracy żelbetowych podciągów i płyty. Ekspertyza określała możliwość wykorzystania istniejącej konstrukcji obiektu i podawała wytyczne koniecznych napraw i wzmocnień.
 - *Ekspertyza konstrukcyjno - mykologiczna budynku dawnej Synagogi Nowomiejskiej w Dębicy*. Ekspertyza stanu technicznego budynku XVII-wiecznego, po raz ostatni przebudowanego w poł. XVIII w. Obiekt murowany, ze sklepieniami żagłowymi. Ekspertyza określała możliwość dalszego bezpiecznego użytkowania obiektu i podawała wytyczne koniecznych napraw i wzmocnień.
 - *Inwentaryzacja uszkodzeń wszystkich obiektów budowlanych wokół planowanej budowy kompleksu biurowców przy ul. Pawiej w Krakowie oraz współpraca w opracowaniu wytycznych ciągłego monitoringu prowadzonego w trakcie budowy*. Inwentaryzacja uszkodzeń budynków Galerii Krakowskiej, kompleksu Angel City, dwóch hoteli IBIS, Kamienicy pod Smokami, tunelu tramwajowego,

samochodowego oraz pieszo-rowerowego pod Dworcem Głównym PKP Kraków Główny wraz z przylegającymi ścianami oporowymi, a także nawierzchni ulic i chodników oraz torowisk kolejowych i tramwajowych znajdujących się w obszarze planowanej budowy kompleksu biurowców przy ul. Pawiej w Krakowie.

- Stworzenie algorytmu obliczeniowego zestawienia obciążenia wiatrem wg normy EN1991-1-4:2008 dla różnych typów konstrukcji umieszczanych na dachach. Opracowanie naukowe polegające na stworzeniu uniwersalnych algorytmów dla zestawienia obciążenia wiatrem dla różnych typów konstrukcji montowanych na dachach w różnych strefach wiatrowych Europy.

2. WSKAZANIE OSIĄGNIĘCIA WYNIKAJĄCEGO Z ART. 16, UST. 2 USTAWY Z DNIA 14 MARCA 2003 R. O STOPNIACH NAUKOWYCH I TYTULE NAUKOWYM ORAZ O STOPNIACH I TYTULE W ZAKRESIE SZTUKI (Dz. U. nr 65, poz. 595 ze zm.)

2.1. Tytuł osiągnięcia naukowego

Przedstawiam cykl 11 publikacji, powiązanych tematycznie, pod zbiorczym tytułem:

„WYBRANE ASPEKTY PRACY STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWEJ PREFABRYKOWANYCH STROPÓW SPRĘŻONYCH WSPÓŁPRACUJĄCYCH Z NADBETONEM”,

które ukazały się w latach 2011-2016 (prace w całości zamieszczono w Załączniku nr 4).

W skład cyklu wchodzi 2 rozdziały w monografiach (w tym 1 w j. angielskim), 1 artykuł opublikowany w czasopiśmie z listy JCR Journal Citation Reports (IF=0,512) i 8 artykułów opublikowanych w czasopiśmie spoza listy JCR (w tym 2 samodzielne) - wszystkie z tych artykułów znajdują się na liście MNiSW. Sumaryczna punktacja publikacji wchodzących w skład osiągnięcia, według listy MNiSW z dnia 23 grudnia 2015 r. wynosi **106 pkt.**

2.2. Publikacje wchodzące w skład osiągnięcia

- [H1] Derkowski W., Surma M., „Strunobetonowe stropy gęstożebrowe – badania w skali rzeczywistej”, *Czasopismo Techniczne* 3-B/2012: 35-49
punktacja MNiSW – 5 pkt (2012), 13 pkt (obecnie)

Mój wkład w powstanie pracy: sformułowanie problemu naukowego, analiza obliczeniowa strunobetonowych stropów gęstożebrowych, opracowanie programu badań doświadczalnych wraz z konstruowaniem stanowisk badawczych, współudział w badaniach doświadczalnych i analizie ich wyników, sformułowanie wniosków, współudział w redagowaniu.

Mój udział procentowy szacuję na 80%.

- [H2] Derkowski W., Surma M., „Zespolecie w sprężonych stropach gęstożebrowych z belkami bez zbrojenia poprzecznego”, *Materiały Budowlane* 11/2011, str. 10-14
punktacja MNiSW – 6 pkt (2011), 8 pkt (obecnie)

Mój wkład w powstanie pracy: sformułowanie problemu badawczego, analiza zagadnienia zespolecia w betonowych konstrukcjach zespolonych bez zbrojenia zsywającego, opracowanie programu badań doświadczalnych wraz z konstruowaniem stanowisk badawczych, współudział w badaniach doświadczalnych i analizie ich wyników, sformułowanie wniosków, redakcja.

Mój udział procentowy szacuję na 80%.

- [H3] **Derkowski W., „Badania zespolenia między prefabrykowaną płytą kanałową a nadbetonem”, Materiały Budowlane 9/2016, str. 118-121**
punktacja MNiSW – 8 pkt (2016), , 8 pkt (obecnie)
Publikacja samodzielna, udział procentowy 100%.
- [H4] **Derkowski W., Surma M., „Composite Action of Precast Hollow Core Slabs with Structural Topping”, Czasopismo Techniczne 3-B/2015, str. 15-29**
punktacja MNiSW – 13 pkt (2015), 13 pkt (obecnie)
Mój wkład w powstanie pracy: sformułowanie problemu naukowego, analiza zagadnienia zespolenia w betonowych konstrukcjach zespolonych bez zbrojenia zszywającego, współudział w analizie obliczeniowej zagadnień wpływu nadbetonu na pracę prefabrykowanych płyt kanałowych, sformułowanie wniosków, tłumaczenie tekstu i współudział w jego redagowaniu. Mój udział procentowy szacuję na 66%.
- [H5] **Derkowski W., Surma M., „Complex Stress State in Prestressed Hollow Core Slabs”, rozdział w Monografii: Recent Advances in Civil Engineering: Building Structures, Politechnika Krakowska, 2015, str. 11-27**
punktacja MNiSW – 5 pkt (2015), 5 pkt (obecnie)
Mój wkład w powstanie pracy: opracowanie koncepcji artykułu, współudział w analizie zagadnień interakcji ścinania ze skręcaniem i zginaniem na pracę stref przypodporowych płyt, opracowanie zagadnienia niezamierzonych momentów zamocowania płyt, sformułowanie wniosków, tłumaczenie tekstu i współudział w jego redagowaniu. Mój udział procentowy szacuję na 66%.
- [H6] **Derkowski W., Surma M., „Torsion of Precast Hollow Core Slabs”, Czasopismo Techniczne 3-B/2015, str. 31-43**
punktacja MNiSW – 13 pkt (2015), 13 pkt (obecnie)
Mój wkład w powstanie pracy: opracowanie koncepcji artykułu, współudział w analizie zagranicznych źródeł dotyczących wpływu skręcania na pracę płyt kanałowych, współudział w analizie teoretycznej i obliczeniowej zagadnień wpływu nadbetonu na pracę różnych typów prefabrykowanych płyt kanałowych, sformułowanie wniosków, tłumaczenie tekstu i współudział w jego redagowaniu. Mój udział procentowy szacuję na 66%.
- [H7] **Derkowski W., Surma M., „Shear Capacity of Prestressed Hollow Core Slabs on Flexible Supports”, Czasopismo Techniczne 2-B/2013, str. 3-12**
punktacja MNiSW – 6 pkt (2013), 13 pkt (obecnie)
Mój wkład w powstanie pracy: sformułowanie problemu naukowego, współudział w analizie zagranicznych źródeł dotyczących ścinania w prefabrykowanych płytach kanałowych, współudział w analizie teoretycznej i obliczeniowej zagadnień wpływu nadbetonu na nożność ścinania różnych typów prefabrykowanych płyt kanałowych, współudział w formułowaniu wniosków, tłumaczenie tekstu i współudział w jego redagowaniu. Mój udział procentowy szacuję na 50%.
- [H8] **Derkowski W., „Niezamierzony efekt częściowego zamocowania stropów ze sprężonych płyt kanałowych”, Przegląd Budowlany nr 1/2014, str. 24-27**
punktacja MNiSW – 4 pkt (2014), 5 pkt (obecnie)
Publikacja samodzielna, udział procentowy 100%.

- [H9] **Derkowski W., Kreska M., „Odporność ogniowa stropów ze sprężonych płyt kanałowych z nadbetonem i bez”, rozdział w Monografii: Aktualne kierunki rozwoju teorii i praktyki konstrukcji sprężonych w Polsce, Politechnika Krakowska, 2015, str. 79-100**
punktacja MNiSW – 5 pkt (2015), 5 pkt (obecnie)

Mój wkład w powstanie pracy: opracowanie koncepcji artykułu, współudział w analizie źródeł literaturowych zagadnienia ognioodporności sprężonych płyt kanałowych, współudział w prowadzeniu analiz obliczeniowych nośności ogniowej płyt kanałowych i wpływu nadbetonu na tę nośność, współudział w formułowaniu wniosków i redagowaniu tekstu.

Mój udział procentowy szacuję na 70%.

- [H10] **Derkowski W., Ślaga Ł., „Czy i jak projektować budynki zabezpieczone przed katastrofą postępującą?”, Materiały Budowlane 11/2013, str. 81-83**
punktacja MNiSW – 6 pkt (2013), 8 pkt (obecnie)

Mój wkład w powstanie pracy: sformułowanie problemu i opracowanie koncepcji artykułu, współudział w analizie zagadnienia zabezpieczenia budynków z elementów prefabrykowanych przed katastrofą postępującą, współudział w prowadzeniu analiz obliczeniowych, sformułowanie wniosków i redagowanie tekstu.

Mój udział procentowy szacuję na 65%.

- [H11] **Flaga K., Derkowski W., Surma M., „Wytrzymałość i odkształcalność prefabrykowanych, cienkościennych elementów betonowych”, Cement, Wapno, Beton, CWB-5/2016, str. 310-317**
punktacja MNiSW – 15 pkt (2015); IF= 0,512 (2015/2016)

Mój wkład w powstanie pracy: sformułowanie problemu naukowego, opracowanie programu badań doświadczalnych, współudział w analizie wyników badań, współudział w analizie teoretycznej zjawiska obniżenia wytrzymałości i odkształcalności betonu w cienkościennych elementach prefabrykowanych, współudział w formułowaniu wniosków i redagowaniu tekstu, tłumaczenie tekstu.

Mój udział procentowy szacuję na 50%.

2.3. Opis celu naukowego i osiągniętych wyników

2.3.1. Informacje ogólne

Moje zainteresowanie zagadnieniami prefabrykowanych konstrukcji z betonu rozpoczęło się niedługo po obronie pracy doktorskiej. W październiku 2007 roku zorganizowałem na Politechnice Krakowskiej Międzynarodowe Seminarium „Prefabrication in Europe”, gdzie w większości wykładowcami byli członkowie Komisji COM6 „Prefabrication”, działającej w ramach Światowej Federacji Betonu Konstrukcyjnego (**fib**) – efektem tego spotkania była publikacja [76 wg Z 5.A], w której pełniłem rolę edytora. Od tego czasu rozpoczęła się moja współpraca z Komisją **fib** COM6 - początkowo jako obserwator, od roku 2009 jako członek, a od bieżącego roku jako jej vice-przewodniczący. Wpływ Komisji **fib** COM6 na rozwój nauki w dziedzinie prefabrykacji opisałem w [54 wg Z 5.A].

Nieustający rozwój w zakresie inżynierii lądowej wiąże się z potrzebą sprostania dzisiejszym potrzebom społeczeństw w zakresie obniżania kosztów realizacji i utrzymania obiektów mieszkalnych, użyteczności publicznej oraz przemysłowych, przy jednoczesnej poprawie ich jakości. Pojęcie jakości rozumiane jest nie tylko jako odpowiadająca wysokim standardom jakość materiałów i wykonania, ale również jako łatwość i komfort użytkowania budynku w całym okresie jego trwałości. Współcześnie, coraz częściej stwarza się rozwiązania przyjazne dla środowiska zarówno na etapie budowy, użytkowania,

jak i przyszłej rozbiórki. Prefabrykacja nowej generacji, w odróżnieniu od poprzednich generacji budownictwa wykorzystujących elementy prefabrykowane, to kompleksowa inżynieria uwzględniająca komplet wymagań nie tylko konstrukcyjnych, ale i tych związanych z funkcją i formą budynku.

W wielu krajach, w tym również w Polsce, prefabrykację wciąż postrzega się przez pryzmat budownictwa wielkopłytkowego z drugiej połowy XX w., któremu często przypisywany jest syndrom „3D” (w terminologii angielskiej: „dirty, difficult, dangerous”, co oznacza „brudne, trudne, niebezpieczne”). Przykłady z krajów wysokorozwiniętych wskazują, że stereotyp ten nie jest uzasadniony, wręcz przeciwnie – prefabrykacja pozwala na przełamywanie barier i tworzenie atrakcyjnych architektonicznie form spełniających wygórowane życzenia klientów, co do kosztów, tempa realizacji oraz jakości obiektu. Bez wątpienia, spośród wszystkich dziedzin budownictwa, właśnie obszar prefabrykacji jest jednym z najbardziej otwartych na tworzenie i wdrażanie innowacyjnych rozwiązań, zarówno w zakresie stosowanych materiałów i akcesoriów, doskonalenia urządzeń produkcyjnych, jak i nowych koncepcji projektowania i wznoszenia obiektów. Fakt ten leży u podstaw mojego zainteresowania tą tematyką.

Prefabrykacja konstrukcji betonowych niejednokrotnie traktowana jest przez wykonawców i projektantów jako alternatywny wariant wznoszenia budynku projektowanego jako konstrukcja monolityczna. W tym podejściu, prefabrykacja oznacza jedynie fakt realizowania poszczególnych elementów konstrukcji w wyspecjalizowanych zakładach, po czym montowania ich na miejscu budowy w taki sposób, aby pozostawać jak najbliżej koncepcji konstrukcji monolitycznej. Taki punkt widzenia jest błędny i powoduje niemożność wykorzystania wszystkich zalet prefabrykacji. Każda koncepcja budynku ma swoje indywidualne właściwości, które w większym lub mniejszym stopniu wpływają na jego cechy, w tym na układ konstrukcyjny, rozpiętości, zapewnienie sztywności przestrzennej, itp.

Konstrukcje prefabrykowane różnią się zasadniczo od analogicznych konstrukcji realizowanych na miejscu budowy, i nie jest to wyłącznie kwestia wytwarzania prefabrykatów w kontrolowanych warunkach atmosferycznych. Jedną z podstawowych różnic polega na kształtowaniu węzłów [23 wg Z 5.A]. W konstrukcjach monolitycznych przyjmuje się pełną zgodność przemieszczeń poszczególnych elementów dochodzących do węzła, we wszystkich trzech kierunkach, a nośność złącza (węzła) monolitycznego musi być nie mniejsza niż nośność poszczególnych elementów. W konstrukcjach prefabrykowanych te założenia nie muszą obowiązywać, natomiast bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji zapewniana jest przez inne, łatwiejsze do uzyskania w procesie montażu, rozwiązania, np. odpowiednie kształtowanie wieńców, ścian usztywniających, membranową pracę płyt stropowych, itp. [56 wg Z 5.A].

W konstrukcjach prefabrykowanych możliwe jest precyzyjne dopasowanie właściwości mechanicznych betonu do wymagań stawianych poszczególnym elementom.

Bardzo obiecującym rozwiązaniem jest beton samo zagęszczający się. Zazwyczaj wykorzystywany jest w elementach cienkościennych, o nietypowych przekrojach poprzecznych, posiadających silnie skoncentrowane zbrojenie, ponieważ do prawidłowego zagęszczenia nie potrzebuje on żadnych wibracji i jednocześnie jest łatwy w aplikacji. Dzięki jego zastosowaniu można przyspieszyć proces produkcji elementów. Coraz częściej podkreślany jest fakt, że stosowanie betonów SCC obniża poziom hałasu w fabryce oraz przyspiesza proces betonowania. Zastosowanie tej nowej technologii szybko rośnie i oczekuje się, że w ciągu kilku najbliższych lat, stanie się ona ważnym elementem codziennej produkcji elementów prefabrykowanych.

Wysoka wytrzymałość betonu, częstokroć przekraczająca 100 MPa, nie jest niczym niespotykanym we współczesnych zakładach produkcyjnych. Betony te cechują się również lepszą trwałością w warunkach działania mrozu czy w środowiskach agresywnych chemicznie. Wysoka wytrzymałość umożliwia zmniejszanie przekrojów poprzecznych mocno wyężonych słupów, czy też zwiększenie smukłości płyt czy belek dzięki zastosowaniu większych sił sprężających.

Sprężenie, oprócz zwiększenia nośności elementów, skutkuje również poprawą trwałości i estetyki konstrukcji [37, 56 wg Z 5.A]. We współczesnej prefabrykacji bardzo często wykorzystuje się technologię strunobetonu. Prace nad opisem zjawiska przyczepności cięgien sprężających do betonów specjalnych

stosowanych w prefabrykacji, uwzględniające m. in. złożony efekt Hoyer'a w splotach wielodrutowych, stanowią wciąż ważny nurt aktualnych badań naukowych [1, 2, 3] – opis zagadnienia przyczepności zbrojenia do betonu w konstrukcjach strunobetonowych zawarłem w publikacji [16 wg Z 5.A]. Dzięki przyczepnościowemu kotwieniu cięgien sprężających, realizacja sprężenia jest tańsza niż w konstrukcjach kablobetonowych – wymaga mniejszego nakładu pracy ludzkiej oraz nie potrzebuje stosowania kosztownej armatury kotwiącej. Z drugiej jednak strony, konieczne jest uwzględnienie zmniejszonej nośności elementów na długości transmisji siły sprężającej, zwykle znajdującej się w strefach przypodporowych [H5].

Badania naukowe w dziedzinie betonowych konstrukcji prefabrykowanych, oparte na eksperymentach, prowadzone są w wybranych laboratoriach, ale z uwagi na skalę i stopień skomplikowania częstokroć realizowane są przez szerokie zespoły badawcze pochodzące z różnych ośrodków. Ponieważ to właśnie prefabrykowane elementy konstrukcyjne często wiążą się z wdrażaniem innowacyjnych rozwiązań do powszechnego stosowania, to ocena ich niezawodności poparta powinna być nie tylko numerycznym lub analitycznym modelowaniem, ale i badaniami eksperymentalnymi, niejednokrotnie prowadzonymi w skali rzeczywistej. Takie właśnie kompleksowe badania realizowane były w ramach programów „Holcotors” i „Holcofire”, będących najlepszymi przykładami współpracy ośrodków naukowych z przemysłem prefabrykacji betonowej. „Holcotors” dotyczył wpływu skręcania w strunobetonowych płytach kanałowych - badania 20 płyt w skali rzeczywistej zrealizowano w VTT w Finlandii, a opracowanie modelu numerycznego wykonano w Chalmers University of Technology w Goteborgu [4]. Program badawczy „Holcofire”, angażujący wielu międzynarodowych ekspertów, został uruchomiony pod auspicjami BIBM (Europejskiej Federacji Przemysłu Prefabrykacji) bezpośrednio po pożarze wielopoziomowego parkingu w Lloydstraaat w Rotterdamie [5]. Badania obejmowały zarówno analizy komputerowe, metaanalizę danych z 45 lat doświadczeń wcześniejszych badań, jak również własne badania przeprowadzane na realnych konstrukcjach w sytuacji pożaru. Na podstawie wniosków z tych prac, holenderski ośrodek BFBN (Stowarzyszenie Producentów Wyrobów Betonowych) opublikował bardzo istotne wytyczne projektowe i wykonawcze dla konstrukcji wznoszonych z użyciem prefabrykowanych, kanałowych płyt stropowych.

W swoich rozważaniach naukowych często korzystałem z tego typu kompleksowych źródeł informacji. Analiza światowych osiągnięć w zakresie konstrukcji prefabrykowanych - patrz publikacje oznaczone nr: 20, 21, 23, 37, 42, 45, 53, 56 wyszczególnione w Z 5.A – ukierunkowała główny nurt mojej działalności na zagadnienia projektowania i konstruowania stropów wykonywanych z prefabrykowanych elementów sprężonych.

Stropy w technologii żelbetowej wykonuje się zazwyczaj do rozpiętość nieprzekraczającej 8 m, natomiast sprężone stropy strunobetonowe osiągać mogą rozpiętości przekraczające nawet 24 m. Dzięki stosowaniu wysokiej klasy betonów uzyskuje się moduł sprężystości o ok. 20–40% większy niż w konstrukcji monolitycznych. Ten fakt, podobnie jak ograniczenie naprężeń rozciągających w betonie na skutek sprężenia, sprawia że stropy te są stosunkowo sztywne. Z uwagi na ograniczenie zarysowania, stanowi to niewątpliwą zaletę nie tylko w kontekście trwałości, ale również i estetyki konstrukcji. Efekt sprężenia powoduje także odwrotne wygięcie płyt, dzięki czemu stropy sprężone nie wykazują problemów z nadmiernym ugięciem.

Stropy prefabrykowane posiadają jeszcze jedną szczególną zaletę, która decyduje o ich sukcesie i przewadze nad rozwiązaniami monolitycznymi – znaczne skrócenie okresu wznoszenia obiektu, co również przekłada się na ekonomikę całej budowy. Znane są realizacje budynków, podczas których ponad 2000 m² stropu układa się w cyklu tygodniowym. Sprężone stropy o rozpiętości do 20 m wykonywane są bez konieczności stosowania podpór tymczasowych ani szalowania. Ponadto obiekty z wykorzystaniem prefabrykatów można realizować w warunkach zimowych, które to stanowią znaczącą

przeszkodę dla technologii monolitycznych w Polsce. Zaleta ta została szczególnie doceniona w krajach skandynawskich, gdzie stropy prefabrykowane stanowią ok. 70 % całego rynku stropów.

Najczęściej realizowane stropy prefabrykowane dużych rozpiętości – strunobetonowe płyty kanałowe lub płyty TT – znajdują przeważnie zastosowanie w budynkach użyteczności publicznej lub budynkach przemysłowych. Technologia sprężonej prefabrykacji znalazła jednak efektywne rozwiązanie dedykowane realizacji stropów także w mniejszych obiektach kubaturowych, w tym jednorodzinnych budynkach mieszkalnych. Są to gęstożebrowe stropy na prefabrykowanych belkach strunobetonowych, osiągające rozpiętość nawet ponad 10 m, co w połączeniu ze stosunkowo niską wysokością przekroju stanowi ich główny atut. Ich główną zaletą jest uproszczenie procesu budowlanego, poprzez brak konieczności angażowania ciężkiego sprzętu budowlanego.

W budynkach biurowych i mieszkalnych chętnie stosuje się stropy płaskie. Brak konieczności stosowania wysuniętych poniżej dolnej krawędzi stropu elementów belkowych, lub istotne ograniczenie ich wysokości, mają decydujący wpływ na możliwości kształtowania przestrzeni użytkowej pomieszczeń, jak również zmniejszenie wysokości całej kondygnacji. W budynkach wysokich nawet około dwudziestocentymetrowe zmniejszenie wysokości kondygnacji pozwala na wykonanie dodatkowej kondygnacji w ramach tej samej wysokości budynku. Przyczynia się to również do ograniczenia kosztów różnego rodzaju instalacji, zewnętrznych okładzin elewacyjnych, itp., a to poprawia efektywność ekonomiczną przedsięwzięcia. Najchętniej wykorzystywanymi w budownictwie kubaturowym płaskimi stropami wielkopłytowymi pozostają strunobetonowe płyty kanałowe – ich roczna światowa produkcja dochodzi nawet do 50 mln m². Elementy te osiągają rozpiętości dochodzące do 24 m, a ich dopuszczalne obciążenie może wynosić nawet do 30 kN/m². Podłużne kanały w znaczący sposób zmniejszają ciężar prefabrykatu (nawet do 60% w porównaniu z płytami o pełnym przekroju i tej samej wysokości), obniżając poziom zużycia betonu i stali sprężającej (do ok. 30%).

Ważnym zagadnieniem projektowym obiektów prefabrykowanych jest możliwość prowadzenia pionowych i poziomych ciągów instalacyjnych. Stropy o płaskiej powierzchni dolnej dają dużo większą swobodę kształtowania instalacji poziomych (szczególnie instalacji o dużych przekrojach poprzecznych, jak np. wentylacji) niż w stropach żebrowych. Najnowszym rozwiązaniem jest technologia Thermodeck, która wykorzystuje możliwość gromadzenia ciepła w kanałach płyt otworowych, tworząc układ naturalnej klimatyzacji. System ten jest z powodzeniem wykorzystywany zarówno w lecie, gdy zakumulowane w nocy chłodne powietrze jest oddawane w dzień, jak również w zimie poprzez włączenie kanałów w system przepływu podgrzanego powietrza.

Moja praca ma na celu udoskonalenie i doprecyzowanie wytycznych obliczeniowych, pozwalających na bezpieczne projektowanie sprężonych stropów prefabrykowanych, szczególnie tych w których układana jest warstwa nadbetonu konstrukcyjnego. Stąd, moja aktywność naukowa koncentrowała się wokół następujących zagadnień:

- nośność na ścinanie podłużne styku w konstrukcji zespolonej beton-beton nieposiadającej zbrojenia zszywającego, dla elementów prefabrykowanych o różnie kształtowanych powierzchniach górnych [H1, H2, H3, H4];
- złożony stan naprężeń w żeberkach strunobetonowych płyt kanałowych [H5, H6, H7, H8];
- nośność na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych [H5, H7];
- niezamierzone częściowe zamocowanie stropów ze sprężonych płyt kanałowych na ich podporach [H8];
- odporność ogniowa stropów ze sprężonych płyt kanałowych [H9];
- projektowanie konstrukcji prefabrykowanych zapobiegające katastrofie postępującej [H10];
- wpływ właściwości materiałów w cienkościennych elementach prefabrykowanych na bezpieczeństwo konstrukcji [H11].

2.3.2. Nośność styku w konstrukcjach zespolonych beton-beton bez zbrojenia zszywającego

Zagadnienie zespolenia dwóch betonów o różnym wieku często występuje w projektowaniu stropów prefabrykowanych.

Systemy gęstożebrowych stropów z belkami strunobetonowymi już wiele lat temu rozwinęły się w krajach Europy Zachodniej, jednak w Polsce technologia ta jest rzadko wybierana przez architektów i konstruktorów. Jednym z powodów mogą być niepewności projektantów przy określaniu SGU i SGN stropów, a przede wszystkim te dotyczące wyznaczania nośności na ścinanie podłużne w styku ukształtowanym przez belki o specjalnie formowanej, np. falistej, powierzchni górnej [H1, H2] – projektowanie według zapisów normy EN 1992-1-1 wykazuje często niedobór nośności zespolenia.

Nadbeton powszechnie stosowany jest dla wyrównania górnej powierzchni płyty stropowej wykonanej z prefabrykatów o różnym ugięciu lub wygięciu od sprężenia. W przypadku płyt kanałowych czy płyt TT układanie warstwy nadbetonu na ich powierzchni górnej jest jednak również często stosowanym zabiegiem konstrukcyjnym. Korzystny wpływ nadbetonu na spełnienie warunków stanów granicznych nośności i użytkowości wystąpi jedynie w przypadku zagwarantowania zespolenia między prefabrykatem a betonem uzupełniającym. Obecność nadbetonu wzmacnia także membranową pracę układu stropowego, potrzebną przy przejmowaniu obciążeń nierównomiernie rozłożonych czy obciążeń poziomych, szczególnie w budynkach szkieletowych, a także poprawia charakterystyki dynamiczne konstrukcji, jej akustykę oraz ognioodporność.

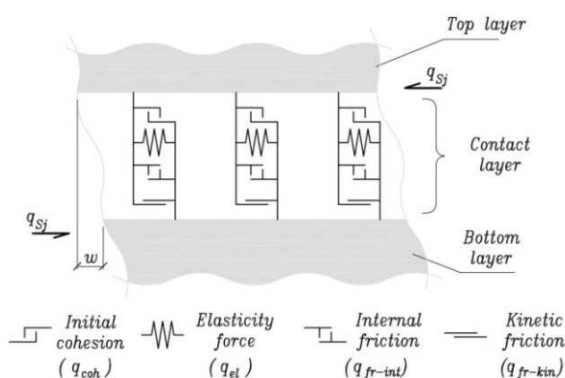
W konstrukcji zespolonej składającej się z dwóch betonów wykonywanych w różnym czasie, nieposiadającej żadnego zbrojenia poprzecznego łączącego te betony, współpraca w przenoszeniu obciążeń możliwa jest wyłącznie dzięki wystąpieniu przyczepności obu elementów. Zespolenie pomiędzy dwoma betonami zależy od zjawisk fizykochemicznych powstających na ich styku, tj. przyczepności adhezyjnej oraz tarcia w styku. W czasie wiązania nadbetonu zachodzą reakcje chemiczne pomiędzy składnikami świeżego zaczynu i niezhydrytowanymi cząsteczkami cementu w betonie prefabrykatu. Wniknięcie zaczynu w lokalne nierówności powierzchni betonu prefabrykatu powoduje po stwardnieniu efekt przyczepności mechanicznej objawiającej się mechanizmem wzajemnego zazębiania się kruszywa. Wystąpienie naprężeń zewnętrznych prostopadłych do płaszczyzny styku, dociskających przyległe powierzchnie, wiąże się z powstawaniem sił tarcia w styku.

Efektywność więzów przyczepności między prefabrykatem a betonem uzupełniającym zależy w dużej mierze od właściwości poszczególnych betonów i rodzaju powierzchni prefabrykatu. W rzeczywistości na pracę styku wpływają także wielkość i rodzaj oddziaływań bezpośrednich (np. obciążenia użytkowe) lub pośrednich (np. skurcz i pęcznienie betonu oraz szereg czynników związanych z wykonawstwem (np. nawilżenie czy zabrudzenia prefabrykatu, obecność mleczka cementowego albo zastoin wody na powierzchni styku, zagęszczanie nadbetonu wpływające na stopień wypełnienia nierówności starego betonu przez zaczyn betonu nowego, itp.). W publikacji [H4] wskazałem, że błędy wykonawcze na etapie produkcji prefabrykatu, tj. niewłaściwe metody uzyskiwania szorstkiej powierzchni prefabrykatu, mogą spowodować powstanie mikrouszkodzeń, które przyczynią się do osłabienia nośności złącza. Zanieczyszczenia powierzchni styku, a także pęcherzyki powietrza i soczewki wody, będące wynikiem nieodpowiedniego nawilżania powierzchni betonu prefabrykatu lub segregacji zaczynu nadbetonu, skutkować będą znaczącym zmniejszeniem sił adhezji.

W rozważaniach teoretycznych zagadnienia zespolenia w konstrukcjach z betonu zakłada się, że pomiędzy oboma betonami znajduje się warstwa kontaktowa. Model tej warstwy można zdefiniować np. poprzez opis powstających w niej sił wywoływanych przez odkształcenia sprężyste oraz niesprężyste (plastyczne) [6, 7] – graficzną interpretację przedstawiono na rys. 1. Przyjmuje się, że siły podłużnego ścinania w płaszczyźnie zespolenia równoważone są przez: siły liniowo-sprężyste (q_{el}), kohezję (q_{coh}) oraz tarcie kinetyczne (q_{fr-kin}). Ponadto w zespoleniu pojawia się tarcie wewnętrzne (q_{fr-int}), które nie bierze udziału w przenoszeniu obciążenia, ale jest odpowiedzialne za utrzymanie odkształcenia plastycznego.

Należy podkreślić, że nie wszystkie siły wywoływane są równocześnie, jednakże wspólnie odpowiadają one za obserwowane odkształcenia w styku.

Inny sposób analizy teoretycznej betonowych konstrukcji zespolonych proponowany jest w modelu pasmowym, opracowanym w Instytucie Techniki Budowlanej [8]. Model ten oparty został o metodę energetyczną, przy założeniu interakcji dwóch pasm (np. prefabrykat i nadbeton) o ich rzeczywistych cechach sztywnościowych, połączonych w sposób podatny. Podatna „warstwa” złącza jest ośrodkiem o cechach odkształcalnych, dzięki czemu możliwe jest niewielkie wzajemne przemieszczenie pasm. Sztywność połączenia definiuje się jako stosunek siły ścinającej, przenoszonej przez jednostkę długości styku, do przemieszczenia. W przypadku nie uszkodzonej przyczepności w płaszczyźnie styku, tj. zespolenia nadbetonu z prefabrykatem, o sztywności połączenia decydują odkształcenia postaciowe bryły wyciętej z obu części ustroju zespolonego, o umownie przyjętym wymiarze. Wartości sztywności poszczególnych typów połączeń mogą w zasadniczy sposób wpływać na sztywność całego ustroju i skutkować innym rozkładem naprężeń normalnych w przekroju poprzecznym, różnym rozkładem naprężeń ścinających w płaszczyźnie styku oraz zmienionymi wartościami sztywności giętej przekroju zespolonego w stosunku do klasycznej analizy przyjmującej sztywne połączenie pasm. Model ten wykorzystałem w analizach teoretycznych pracy strunobetonowych płyt kanałowych, opartych na podporach odkształcalnych (p. 2.3.4) oraz w obliczeniach zabezpieczenia budynku przed katastrofą postępującą (p. 2.3.7).



Rys. 1. Model warstwy kontaktowej według [6]

W klasycznym modelu pracy styku, służącym do określenia obliczeniowej nośności styku ścinanego, przyjmowana jest hipoteza wyężeniowa największego naprężenia stycznego Coulomba-Treski. W modelach normowych zakłada się, że o nośności styku decydują: tzw. spójność, zależna od iloczynu współczynnika adhezji c i wytrzymałości na rozciąganie słabszego z betonów oraz tarcia. Analizę modeli obliczeniowych nośności na ścinanie podłużne w niezbrojonym styku dwóch betonów, wykorzystanych w normach EN 1992-1-1, PN-B-03264:2002, ACI 318M-11 oraz w pre-normie Model Code 2010 i wytycznych fib Bulletin 6 przedstawiłem w [H4]. Dodatkowo, zapisy norm dedykowanych konkretnym wyrobom prefabrykowanym, EN 15037-1 (belkowo-pustakowym systemom stropowym) oraz EN 1168 (płytom kanałowym), uwzględniłem w [H2, H4].

Obliczając nośność połączenia w elementach zginanych według procedur normowych uwzględnia się jedynie ścinające naprężenia styczne w styku. Tymczasem - w rzeczywistości - styk poddany jest również działaniu naprężeń normalnych [H4].

W poszczególnych przepisach normowych różnie zdefiniowano szorstkość prefabrykatu, którą uważa się za decydujący parametr wpływający na zespolenie. W rozdziale 6.3 pre-normy Model Code 2010 przyjęto charakterystykę powierzchni z uwagi na szorstkość R_f mierzoną inżynierską metodą

wypełniania piaskiem, w ramach której wyodrębniono cztery kategorie: bardzo gładką, gładką, szorstką i bardzo szorstką.

W wielu normach, w tym również w EN 1992-1-1, wprowadzono cztery typy powierzchni, definiowane rodzajem procesów technologicznych, stosowanych na etapie wykonywania prefabrykatu: bardzo gładką (uzyskiwana w formach stalowych, formach z tworzyw sztucznych lub specjalnie przygotowywanych formach drewnianych), gładką (uzyskiwana w formach ślizgowych lub metodą prasowania, powierzchnie pozostawione bez dalszej obróbki po wibrowaniu), szorstką (powierzchnie mające co najmniej 3 mm nierówności w rozstawie ok. 40 mm, uzyskiwane przez grabienie, odłanianie kruszywa) i z wrębami (geometria wcięć została zdefiniowana w normie). W żadnej z norm nie scharakteryzowano ukształtowania powierzchni górnej w kształcie sinusoidalnej fali. W normach charakterystyka powierzchni łączy opisywana jest za pomocą współczynnika adhezji c oraz współczynnika tarcia μ . Zalecenia **fib** Bulletin 6 wskazywały dodatkowo na potrzebę uwzględnienia w obliczeniach podłużnego naprężenia stycznego w styku dodatkowej składowej stycznego naprężenia podłużnego, związanej z umieszczaniem zbrojenia w wypełnionych kanałach strefy przypodporowej płyty kanałowej.

W publikacji [H4] wraz ze współautorem wykazałem, że w normach nie ma zgodności co do wielkości współczynnika adhezji, np. dla powierzchni charakteryzowanej jako „gładka” wartość c podana w EN 1992-1-1 jest aż o 43% mniejsza niż podawały to **fib** Bulletin 6 i PN-B 03264:2002.

Wykazanie braku jednoznacznych wytycznych w zakresie kwalifikacji powierzchni zespolenia, a także znacząca rozbieżność wartości współczynnika adhezji w poszczególnych normatywach skłoniło mnie do przygotowania badań własnych oraz analizy dostępnych wyników obcych badań doświadczalnych.

W latach 2009-2011 byłem kierownikiem projektu badawczego dotyczącego kompleksowych badań stropów gęstożebrowych, częściowo realizowanego na zlecenie przemysłu prefabrykacyjnego (patrz Z 5.D, poz. 7), którego wnioski posłużyły mi do opracowania wytycznych dla projektantów.

Przedmiotem badań były stropy wykonywane z wykorzystaniem:

- strunobetonowych belek o odwróconym teowym przekroju poprzecznym, gdzie najmniejsza szerokość środnika znajdowała się na wysokości połączenia z półką dolną, sprężonych dwoma lub trzema splotami. Technologia wykonywania belek uniemożliwia umieszczenie w nich zbrojenia poprzecznego. Dla zwiększenia nośności na ścinanie podłużne między prefabrykowaną belką a nadbetonem, powierzchnia górna środnika ukształtowana została w postaci fali o przebiegu sinusoidalnym;
- keramzytobetonowych pustaków stropowych o wysokości 200 mm i szerokości 540 mm;
- warstwy betonu uzupełniającego o grubości 4 cm powyżej górnej krawędzi pustaków, zespolonego z belkami, stanowiącego płytę górną.

Zrealizowany autorski program badań obejmował zarówno przygotowanie elementów badawczych i pomocnicze badania materiałowe, jak i badania pasm płytowych o rozpiętości od 4,30 m do 10,30 m. Ponadto, z uwagi na nietypowe ukształtowanie zespolenia między belką strunobetonową a betonem uzupełniającym i brak ściśle zdefiniowanego modelu obliczeniowego takiego złącza, powstała konieczność poznania charakteru jego pracy – stąd dodatkowo zrealizowano badania dotyczące zespolenia, wykonywane na mniejszych elementach badawczych. Badania te zaplanowano w taki sposób, aby odpowiadały rzeczywistym warunkom pracy stropu, dlatego elementy badawcze, pod względem materiałowym i konstrukcyjnym, odpowiadały rzeczywistej technologii realizacji stropów.

Zasadnicze badania eksperymentalne zrealizowano w czterech, następujących etapach:

- badania ścinania podłużnego między prefabrykowaną belką stropową a betonem uzupełniającym, realizowane na małych elementach badawczych:
 - etap I: elementy badawcze z betonem uzupełniającym ułożonym jedynie na górnej powierzchni środnika belki o szerokości 50 mm. Wysokość nadbetonu była zmienna na długości elementu z uwagi na faliste ukształtowanie powierzchni górnej belki;

- etap II: elementy badawcze z betonem uzupełniającym ułożonym na szalunku z pustaków, przy wyeliminowanej adhezji na styku pustak nadbeton (odzwierciedlono kształt żebra stropowego);
- badania fragmentów stropów, zrealizowanych w skali rzeczywistej:
 - etap III: badania ścinania poprzecznego w strefie przypodporowej płyt o rozpiętości 4,30 m;
 - etap IV: badania płyt czteropunktowo zginanych, o rozpiętości od 4,30 m do 10,30 m.

Na potrzeby dokładnej analizy wyników badań eksperymentalnych, przed przystąpieniem do badań zasadniczych, wykonane zostały niezbędne badania pomocnicze, obejmujące:

- badania geometrii belek prefabrykowanych, na potrzeby określenia płaszczyzny zespolenia;
- badania splotów ze stali sprężającej;
- badania właściwości betonu w prefabrykowanych belkach;
- badania betonu uzupełniającego, wykonywane w czasie realizacji badań zasadniczych.

Precyzyjny opis autorskiego programu badań oraz zrealizowanych na jego potrzeby stanowisk badawczych zawarty został w publikacjach [H1, H2 oraz 30 wg Z 5.A].

Na podstawie analizy wyników badań ścinania podłużnego pomiędzy prefabrykowanymi belkami a betonem uzupełniającym, zrealizowanych w I etapie, określiłem średnią wartość współczynnika adhezji $c_{sr} = 0,56$ (przy wartości minimalnej $c_{min} = 0,48$) oraz średnią wartość uogólnionego współczynnika tarcia $\mu_{sr} = 2,66$ (przy wartości minimalnej $\mu_{min} = 1,11$). Wyniki badań potwierdziły inżynierskie przypuszczenia, że uzyskana wielkość współczynnika $c_{min} = 0,48$ znajduje się pomiędzy wartością zalecaną dla „powierzchni szorstkiej” ($c = 0,40$) a wartością dla „powierzchni z wrębami” ($c = 0,50$). Otrzymana na podstawie badań wielkość uogólnionego współczynnika tarcia $\mu_{min} = 1,11$ jest wyraźnie większa niż podawana w normach dla powierzchni z wrębami ($\mu = 0,90$) czy nawet monolitu ($\mu = 1,0$) i może się wydawać niezgodna z prawami fizyki, ale uwzględnia ona nie tylko tarcie na powierzchni styku betonów, ale i również mechanizm ząbkowania się (blokowania) poszczególnych fal prefabrykatu z odpowiednio ukształtowanym nadbetonem. Jest to szczególnie zauważalne w przypadku wysokiej fali (w badaniach wysokość ta wynosiła 20 mm), podczas gdy wymagana wysokość wrębów wynosi jedynie 5 mm. Dla każdego z elementów badanych w etapie II osiągnięto niemal identyczny model zniszczenia. W żadnej z próbek nie doszło do rozwarstwienia na styku belki i nadbetonu, natomiast następowało ścięcie betonu prefabrykatu w przekroju połączenia środnika z półką, dodatkowo osłabionego obecnością splotów sprężających o stosunkowo dużej średnicy, i oddzielenie półki dolnej od środnika zespolonego z nadbetonem. Przykładowy widok zniszczonej próbki pokazano na fot. 1-2. Uzyskany w naszych badaniach mechanizm zniszczenia potwierdził konieczność sprawdzania nośności na ścinanie podłużne nie tylko w przekroju styku dwóch betonów, ale i w najłagodniejszym przekroju prefabrykowanej belki.

Szczegółowe wyniki badań ścinania podłużnego między prefabrykowaną belką stropową a betonem uzupełniającym, realizowane na wycinkach żeber stropowych, wraz z ich analizą przedstawiono w publikacji [H2].

We wszystkich przeprowadzonych badaniach etapu III osiągnięcie nośności na ścinanie poprzeczne następowało przez ścięcie ukośne żeber stropowych w obszarze między punktem przyłożenia obciążenia, a bliższą podporą elementu. W żadnym z badanych elementów nie uzyskano gwałtownego zawalenia się pola stropowego. Uzyskane w badaniach nośności znacznie przewyższały obliczeniową nośność na ścinanie takich elementów, wyznaczoną według normy EN 1992-1-1.

W zginanych elementach o rozpiętości od 4,30 m do 8,30 m, badanych w etapie IV, uzyskano bardzo zbliżone modele zniszczenia. Wszystkie badane elementy, po ustawieniu na stanowisku badawczym i obciążeniu ciężarem stalowych trawersów, pracowały w stanie niezarysowanym. W miarę przykładania obciążenia zewnętrznego, na powierzchni dolnej belek pojawiały się rysy w średnim rozstawie wynoszącym ok. 170 mm. Z powodu zarysowania belek stropowych malała sztywność elementu,

w wyniku czego rejestrowano coraz większe przyrosty ugięć. Badanie najdłuższego elementu (10,30 m) nie zostało zakończone jego zniszczeniem – element obciążany był do momentu osiągnięcia ugięcia stropu ok. 285 mm. W badaniu tym nie doprowadzono do utraty nośności elementu, z uwagi na ograniczenie maksymalnego wysuwu tłoka maszyny wytrzymałościowej - widok ugiętego elementu pokazano na fot. 3. Przy maksymalnym ugięciu szerokość rozwarcia rys na dolnych powierzchniach belek dochodziły do 1 mm. Po końcowym odciążeniu, ugięcie elementu cofnęło się o ponad 240 mm.

Na podstawie analizy ciągłych pomiarów odkształceń i przemieszczeń, jak również oględzin elementów po zniszczeniu, wyказаłem że niezależnie od rozpiętości stropu, czy schematu jego obciążenia nie ma niebezpieczeństwa rozwarstwienia żeber stropowych na styku prefabrykowanych belek i betonu uzupełniającego. Badania elementów stropowych jednoznacznie wykazały, że we wszystkich przypadkach dużo wcześniej dochodziło do przekroczenia warunków SGU (powstawanie zarysowań o szerokościach przekraczających wartości dopuszczalne, bardzo duże ugięcia), niż do utraty ich nośności na zginanie lub ścinanie.



Fot. 1, fot. 2. Widok ścienia podłużnego prefabrykatu, uzyskiwanego w badaniach etapu II



Fot. 3. Widok ugięcia stropu o rozpiętości 10.30 m, podczas badania

Dla przebadanych płyt zginanych określiłem zastępcze obciążenie równomiernie rozłożone (działające poza ciężarem własnym), wywołujące identyczny moment zginający bądź siłę poprzeczną, jak

zarejestrowane w chwili zniszczenia. Wykazałem, że zastępcze obciążenie niszczące jest znacznie większe od typowych obciążeń stropów gęstożebrowych (w każdym z przypadków większe od 10 kN/m^2).

Zwiększenie zakresu dopuszczalnych rozpiętości analizowanych stropów możliwe jest tylko poprzez zwiększenie sztywności płyty stropowej, co musi wiązać się ze zwiększeniem wysokości płyty stropowej. Można to osiągnąć stosując np. pustaki wypełniające o zwiększonej wysokości.

Ponadto, nasze badania udowodniły, że wbrew potocznym opiniom, sprężone stropy gęstożebrowe nie niszczą się gwałtownie i krucho, a wykazują się bardzo dużymi możliwymi zarysowaniami i ugięciami, wcześniej sygnalizującymi możliwą utratę nośności.

Szczegółowe wyniki badań pól stropowych badanych w skali rzeczywistej wraz z ich analizą przedstawiono w publikacji [H2].

Na podstawie wniosków z wykonanych badań i analiz obliczeniowych stropów gęstożebrowych opracowałem nowe wytyczne projektowania tego typu stropów, w tym algorytm obliczeń analitycznych dla wyznaczania nośności złącza belki o faliście ukształtowanej powierzchni górnej z nadbetonem – była to część opracowania wykonanego dla zleceniodawcy prac (poz. 7 w Z 5.D).

Również na bazie doświadczeń uzyskanych z wyżej omówionego programu badawczego, zaprojektowałem w 2015 roku nowy system stropów gęstożebrowych na belkach strunobetonowych wraz z kompleksowym rozwiązaniem koncepcji technologicznej produkcji belek prefabrykowanych (poz. 11 w Z 5.C). Cechą wyróżniającą ten system jest nowy na polskim rynku kształt belek strunobetonowych, gwarantujący znacznie większą nośność na ścinanie podłużne. Uzyskałem to dzięki poszerzeniu środka w strefie połączenia z półką dolną oraz wykonaniu powierzchni dyblowanej nie tylko na powierzchni górnej środka, ale i na fragmentach jego powierzchni bocznych.

Kolejny etap moich badań nad zespoleniem w stropach prefabrykowanych był zainicjowany faktem obniżenia przez normę EN 1992-1-1:2008 - a w ślad za nią, przez inne normy branżowe - wartości współczynnika adhezji c , w stosunku do wcześniej obowiązujących norm. Fakt ten zasadniczo zmienia warunek nośności ścinania podłużnego w konstrukcjach zespolonych bez zbrojenia zsywającego. Dotyczy to szczególnie mocno stropów ze strunobetonowych płyt kanałowych wykonywanych z konstrukcyjną warstwą nadbetonu. Technologie produkcji płyt kanałowych (ekstruzja lub slip-forming) nie dają możliwości umieszczenia w przekroju poprzecznym płyty zbrojenia poprzecznego, w tym również zbrojenia zsywającego. Jeśli zbrojenie poprzeczne styku nadbetonu z prefabrykatem jest konieczne, to można je umieszczać na etapie realizacji stropu, w stykach podłużnych między płytami. Jest to jednak czynność pracochłonna a doświadczenia wynikające z praktyki, jak i różnych badań eksperymentalnych [9, 10, 11] pokazują, że zbrojenie takie nie jest konieczne. Stąd podjąłem się weryfikacji rzeczywistych parametrów zespolenia dla typowych stropowych płyt kanałowych. Moje prace w tym zakresie polegały na przeprowadzeniu własnych badań doświadczalnych [H3] oraz weryfikacji normowych modeli na podstawie dostępnych wyników badań realizowanych na świecie [H4].

Program własnych badań doświadczalnych przewidywał trzy etapy badań zasadniczych:

- etap I – wyznaczenie współczynnika adhezji c przy braku sił tarcia - brak oddziaływań prostopadłych do płaszczyzny styku prefabrykatu i nadbetonu - 6 elementów;
- etap II – wyznaczenie współczynnika adhezji c przy istniejących oddziaływaniach prostopadłych do płaszczyzny styku prefabrykatu i nadbetonu - 3 elementy;
- etap III – wyznaczenie współczynnika tarcia μ przy braku przyczepności adhezyjnej ($c=0$) - 3 elementy.

We wszystkich etapach przedmiotem badań były próbki wykonane na bazie fragmentów wyciętych z typowych strunobetonowych płyt kanałowych, w których górna powierzchnia została mechanicznie uszorstkowiona w procesie podłużnego rowkowania świeżego betonu szczotkami o sztywnym włosiu.

Autorskie stanowiska badawcze dla poszczególnych etapów zrealizowano w taki sposób, aby uzyskać efekt podłużnego ścinania w wyniku działania siły tnącej w osi styku. W badaniach etapu II i III efekt docisku nadbetonu do prefabrykatu w styku zespolenia osiągnięto poprzez układ stalowych klamer

skręconych ze sobą prętami gwintowanymi. We wszystkich badaniach kierunek obciążenia był zgodny z kierunkiem grabienia powierzchni górnej prefabrykatów, co odpowiada warunkom pracy płyt w warunkach rzeczywistych.

Oprócz badań zasadniczych zrealizowano też następujące badania uzupełniające:

- badanie szorstkości górnej powierzchni prefabrykatu, wykonane jeszcze przed ułożeniem warstwy nadbetonu. Średnią szorstkość R_t wyznaczono metodą wyrównania piaskiem drobnym;
- badania wytrzymałości oraz odkształcalności betonu uzupełniającego.

Szczegółowy opis autorskiego programu badań zespolenia strunobetonowych płyt kanałowych z warstwą nadbetonu, skonstruowanych stanowisk badawczych oraz uzyskanych wyników wraz z ich analizą przedstawiłem w publikacji [H3].

Na podstawie przeprowadzonych badań wykazałem, że często stosowany przy produkcji płyt kanałowych w Polsce proces podłużnego, maszynowego rowkowania ich powierzchni górnej, z uwagi na zbyt płytki profil bruzd, nie może być uznany za wystarczający do przyjęcia przez projektanta normowych parametrów zespolenia przyporządkowanych dla powierzchni „szorstkich”. Bezpiecznie należy przyjmować, że jest to powierzchnia definiowana w normie jako „gładka”. Przyjęcie lepszych parametrów zespolenia powinno być każdorazowo poprzedzone analizą szorstkości powierzchni styku w danym typie elementu.

W publikacji [H4] przeanalizowaliśmy zlecenia różnych dokumentów normowych (EC2, EN 1168, *fib* Bulletin 6, PN-B-03264, Model Code 2010, ACI-318M) w zakresie nośności betonowych konstrukcji zespolonych bez zbrojenia zszywającego. Porównanie tych zapisów wykonano na bazie przykładu obliczeniowego, w którym dla poszczególnych grup norm uzyskano bardzo różne wyniki nośności złącza. Dla lepszego rozpoznania, poddaliśmy analizie również wyniki obcych badań doświadczalnych, szczególnie badań Mones’a [11], zrealizowanych z uwzględnieniem wielu sposobów ukształtowania powierzchni górnej płyt kanałowych. Wykazaliśmy, że obliczenia przeprowadzone według obecnie obowiązujących w Europie norm dają najniższe wartości nośności złącza, daleko mniejsze niż rzeczywiste nośności uzyskiwane w analizowanych badaniach. Podobne wnioski uzyskiwano już w innych, wcześniej prowadzonych badaniach (np. [9, 10, 12]). Nie było zatem uzasadnione, przy wprowadzaniu na początku obecnego wieku nowych przepisów normowych, zmniejszenie wartości współczynników c i μ charakteryzujących złącze – wartości określone we wcześniej obowiązujących przepisach (np. *fib* Bulletin 6, PN-B-03264:2002) pozwalały uzyskać nośności złącza nieco bliższe tym rzeczywistym. Opublikowany w ostatnich latach Model Code 2010 zmienił nieco zarówno klasyfikację i charakterystyki poszczególnych rodzajów powierzchni styku, jak i sam algorytm wyznaczania nośności złącza na ścinanie podłużne. Moim zdaniem, sugerowane w pre-normie MC2010 wartości średnich naprężeń przyczepności adhezyjnych pozwalają na dobre odwzorowanie rzeczywistej pracy takich złącz. W publikacji [H4] zaproponowałem również sposób przejścia z wartości średnich naprężeń przyczepności adhezyjnej (podawanych w MC2010 na podstawie badań Randl [13]) do wartości obliczeniowych, które powinny być stosowane podczas projektowania konstrukcji.

Przeprowadzone przeze mnie analizy obliczeniowe wykazały, że w przypadku płyt stropowych udział efektu tarcia w nośności złącza na ścinanie podłużne jest znikomy (w zależności od typu powierzchni prefabrykatu wynosił on od 1 do 4 %) i może być pomijany w obliczeniach [H4].

Analiza nośności złącza na ścinanie podłużne w stropowych konstrukcjach zespolonych typu beton-beton otworzyła cykl moich publikacji, w których rozważaniom poddałem wpływ obecności konstrukcyjnej warstwy nadbetonu na wybrane aspekty pracy statyczno-wytrzymałościowej stropów ze strunobetonowych płyt kanałowych [H6 ÷ H10].

2.3.3. Złożony stan naprężeń w strunobetonowych płytach kanałowych

W projektowaniu strunobetonowych płyt kanałowych kluczowym zagadnieniem jest zapewnienie nośności wąskich betonowych żeberek, które mogą być jedynie zbrojone podłużnym cięgnem sprężającym, umieszczonym w dolnej (a niekiedy również w górnej) płycie.

Uproszczona analiza obliczeniowa prowadzona jest przy założeniu, że płyty stropowe pracują jako elementy swobodnie podparte na nieodkształcalnych podporach, obciążone w sposób równomierny, dzięki czemu ich analiza obliczeniowa oparta jest na założeniach płaskiego stanu naprężeń. Takie założenia nie odzwierciedlają rzeczywistych warunków pracy płyt stropowych gdzie mamy do czynienia z przestrzennym stanem naprężeń.

W publikacji [H5] wraz ze współautorem opisaliśmy procedury projektowania płyt kanałowych poddanych dwukierunkowemu ścinaniu, interakcji ścinania ze zginaniem lub ścinania ze skręcaniem.

Z teoretycznego punktu widzenia, nośność elementu z uwagi na działanie sił tnących weryfikowana powinna być niezależnie w trzech różnych obszarach:

- w strefie oparcia płyty na podporze, gdzie cięgna sprężające nie są jeszcze w pełni zakotwione – nośność na ścinanie determinowana jest przez nośność ściskanych krzyżulców betonowych;
- w strefie, w której nie występuje zarysowanie generowane przez naprężenia normalne (zazwyczaj zarysowanie od zginania) - obliczeniowa wartość nośności na ścinanie wynika z ograniczenia głównego naprężenia rozciągającego do wartości wytrzymałości obliczeniowej betonu na rozciąganie f_{ctd} ;
- w strefie, w której występuje zarysowanie generowane przez naprężenia normalne - obliczeniowa nośność na ścinanie wyznaczana jest ze względu na rozciąganie betonu w elemencie sprężonym.

W strefie niezarysowanej od zginania nośność na ścinanie można w uproszczony sposób zapisać wzorem (1). Powstał on w wyniku przekształcenia formuły opisującej maksymalne naprężenia główne przy założeniu, że w tensorze naprężeń niezerowe wartości osiągają jedynie naprężenia normalne od sprężenia $\sigma_x = \sigma_{cp}$ i naprężenia styczne pochodzące od siły poprzecznej τ_{xy} :

$$V_{Rd,c} = \frac{I_c \cdot b_w}{S_c} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (1)$$

Dokładniejsze wyznaczenie nośności można uzyskać uwzględniając w wartości naprężeń σ_x wpływ działania momentu zginającego w danym przekroju, a także dodając dodatkową składową naprężenia stycznego τ_{xy} , pochodzącą od siły sprężającej przekazywanej na beton $\tau_{cp}(y)$. W takim przypadku uzyskuje się nośność, daną wzorami (2-4):

$$V_{Rd,ct} = \frac{I_c \cdot b_w(y)}{S_c(y)} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp}(y) \cdot f_{ctd}} - \tau_{cp}(y) \quad (2)$$

$$\sigma_{cp}(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ I \frac{1}{A_c} + \frac{(y_c - y) \cdot (y_c - y_{pt})}{I} \right\} \cdot F_p \cdot (l_x) \left\{ - \frac{M_{Ed}}{I} \times (y_c - y) \right\} \quad (3)$$

$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \cdot \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{A_c(y)}{A_c} - \frac{S_c(y) \cdot (y_c - y)}{I} + C_{P_i(y)} \right\} \cdot \frac{dP \cdot (l_x)}{dx} \quad (4)$$

Algorytm ten uwzględnia fakt, że osiągnięcie maksymalnej wartości naprężeń głównych nie musi wystąpić w środku ciężkości przekroju (jak przyjęto w uproszczonym modelu), stąd we wzorach (2-4) charakterystyki geometryczne, jak i wielkości naprężeń, przedstawione są jako funkcje położenia rozpatrywanego punktu na wysokości przekroju poprzecznego (funkcje zmiennej y). We wzorze (3)

istnieje możliwość uwzględnienia także niezamierzonego momentu zamocowania płyt na podporze – szerzej zagadnienie to opisałem w p. 2.3.5 i publikacjach [H5,H8].

W przypadku, kiedy rozpatrywane są inne oddziaływania na żeberka płyt, np. ugięcie podpory generujące dodatkowe odkształcenia żeberka w kierunku równoległym do osi podpory, wzór na naprężenia główne ulega dalszemu rozbudowaniu, co może znacząco wpływać na ostateczną nośność ścinania (5):

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2} \leq f_{ctd} \quad (5)$$

Zagadnienie nośności na ścinanie płyt kanałowych, opartych na podporach podatnych zostało szerzej opisane w p. 2.3.4.

W strefie zarysowanej od zginania nośność na ścinanie płyt kanałowych drastycznie maleje ponieważ w żeberkach nie ma zbrojenia poprzecznego. Gdy w danym przekroju znajdującym się w strefie zarysowanej, działa jednocześnie moment zginający i siła tnąca, to konieczne jest uwzględnienie tej interakcji, stosując wzór (6):

$$\left(\frac{V_{Ed}(x)}{V_{Rd,SF}}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed}(x)}{M_{Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (6)$$

W przypadku projektowania stropów realizowanych z prefabrykowanych, strunobetonowych płyt kanałowych, w których występują skomplikowane warunki podparcia (np. oparcie na trzech krawędziach, na nierównoległych podporach, na podporach podatnych czy bezpośrednie podparcie na słupie) lub nierównomiernie rozłożone, znaczący udział w nośności przekroju może odgrywać efekt skręcania. Moment skręcający, podobnie jak siła ścinająca, generuje naprężenia styczne. W wyniku złożenia oddziaływań skręcania i ścinania w płycie kanałowej, jedno ze skrajnych żeberek jest poddane łącznemu działaniu naprężeń stycznych o wartości zdecydowanie większej niż w pozostałych żeberkach, co może doprowadzić do zarysowania skutkującego utratą nośności [H6].

W publikacji [H6] podaliśmy szczegółowy algorytm sprawdzania nośności stropów z płyt kanałowych poddanych skręcaniu. Zaprezentowane zostały również wyniki własnych analiz obliczeniowych, mających za zadanie określenie realnego wpływu skręcania na nośność stropów oraz udzielenie odpowiedzi, czy stosowanie warstwy nadbetonu może w sposób zauważalny poprawić tę nośność?

Przedmiotem pierwszych obliczeń było porównanie nośności płyt kanałowych o różnych typach przekrojów poprzecznych. Elementy wykonywane w technologii ekstruzji charakteryzują się owalnymi otworami w przeciwieństwie do niemal prostokątnych kanałów w płytach wykonywanych technologią slip-form. Różnica ta jest szczególnie widoczna w przypadku płyt o mniejszej wysokości przekroju.

Wyniki naszej analizy pokazały, że przy założonej prawdopodobnej wartości momentu skręcającego, udział skręcania w nośności skrajnego żeberka płyty może wynosić nawet do 35%. Najbardziej podatne na skręcanie są płyty o niskich wysokościach - to w nich właśnie, przy niekorzystnym układzie obciążeń, może powstać obliczeniowy niedobór nośności na ścinanie.

W kolejnych analizach określono wpływ nadbetonu na zmianę maksymalnych naprężeń stycznych oraz sił poprzecznych w żeberku płyty – zastosowano zasadę interakcji skręcania ze ścinaniem podaną w [H5]. Obliczenia wykonano dla typowej płyty kanałowej o wysokości 320 mm, przy założeniu pełnego zespolenia prefabrykatu z betonem ułożonym na budowie. W obliczeniach zróżnicowano grubość warstwy nadbetonu.

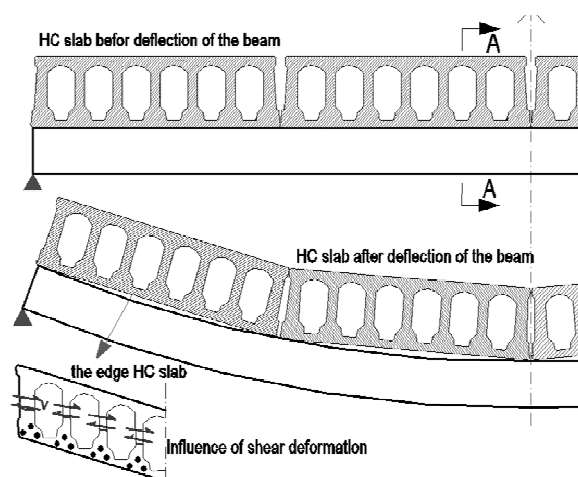
Wraz ze współautorem wykazałem, że obecność warstwy nadbetonu zmienia geometrię przekroju, a poprzez to wpływa na obniżenie naprężeń stycznych w skrajnym żeberku płyty. Jednocześnie, dołożenie warstwy nadbetonu zwiększa obciążenie prefabrykatu, przez co ostateczny wpływ nadbetonu na nośność interakcji ścinania ze skręcaniem można uznać za pomijalnie mały.

2.3.4. Nośność na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych

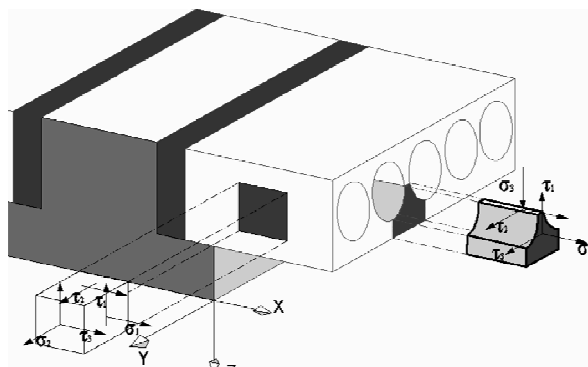
W stropach ze strunobetonowych płyt kanałowych, w których całkowita wysokość belki podpierającej tylko nieznacznie przekracza wysokość prefabrykatu stropowego (w Europie stropy takie nazywane są *Slim Floor*) konieczne jest uwzględnienie wpływu ugięcia podpory na pracę płyt kanałowych. Wzrost ugięcia podpór skutkuje deformacją układu płyt stropowych pokazaną na rys. 2, w konsekwencji czego w żeberkach płyt pojawiają się poprzeczne naprężenia normalne i styczne.

W wyniku ugięcia podpory, płyty oparte w środkowej części dźwigara są przede wszystkim zginane poprzecznie - przy dużym ugięciu podpory, płyty te opierają się na belce wyłącznie w obszarze skrajnych żeberek. Skrajne prefabrykaty w polu stropowym poddane są natomiast poprzecznej deformacji, powodującej poprzeczne naprężenia styczne w żeberkach (naprężenia τ_2 pokazane na rys. 3), które winny być uwzględnione w analizie nośności na ścinanie. Szczegółowy opis tego zjawiska zawarty został w publikacji [H7].

W aktualnej wersji normy EN 1168, poświęconej stropowym płytom kanałowym, znaleźć można jedynie zapis, że w przypadku podpór podatnych, należy uwzględnić redukcję nośności w efekcie poprzecznych naprężeń ścinających. Nie podano natomiast żadnej procedury obliczeniowej. Wytyczne niemieckie (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-228 z 2009 roku) wskazują natomiast, że w takim przypadku należy dwukrotnie zmniejszyć obliczeniową nośność na ścinanie.



Rys. 2. Warunki pracy płyt kanałowych na podporze podatnej [H7]



Rys. 3. Rozkład naprężeń w żeberku płyty kanałowej [H7]

Do chwili obecnej stworzone zostały praktycznie tylko dwa modele obliczeniowe, pozwalające na określenie nośności płyt kanałowych opartych na podporach podatnych – oba opisaliśmy w [H7]. Pierwszy z nich - model proponowany przez **fib**, opracowany przez M. Leskelä i M. Pajari [14] – analizuje belkę zespoloną z płytą kanałową. Stanowi on rozwinięcie koncepcji płyt kanałowych opartych na podporach sztywnych i bazuje na klasycznej teorii belkowej Eulera - Bernoulliego. W analizie nośności na ścinanie żeberka płyty, przyjmuje się teorię liniowo-sprężystą. Model ten został zweryfikowany doświadczalnie przez M. Pajari.

Drugą koncepcję obliczeniową opracował T. Roggendorf [15]. Jest to model, podobny do modelu **fib** – również opiera się na założeniu o sztywnych podpór i tym samym kryterium zniszczenia. Pozwala on natomiast na uwzględnienie zarysowania na styku pomiędzy belką i płytą kanałową.

Zmniejszenie niekorzystnego wpływu stycznych naprężeń ścinających $\tau_2 = \tau_{xz}$ w żeberku płyty można osiągnąć poprzez stosowane w praktyce zabiegi technologiczne, to jest wypełnienie betonem kanałów w skrajnym fragmencie płyty lub ułożenie monolitycznej warstwy nadbetonu [H7]. Efekt tych zabiegów uwzględnia się w modelu **fib** następująco:

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2 + \tau_1^2 + [\beta_f (\tau_{2,top} + \beta_{top} \cdot \tau_{2,imp})]^2} \quad (7)$$

gdzie $\tau_{2,top}$ jest składową naprężenia stycznego od ciężaru warstwy nadbetonu, a $\tau_{2,imp}$ jest składową od obciążeń przychodzących po zespoleniu.

Wpływ nadbetonu jest uwzględniany poprzez współczynnik redukcyjny dany wzorem:

$$\beta_{top} = \frac{v_{web}}{v_{top} + v_{web}} = \frac{\frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}}{\frac{0,5 \cdot F_{top}}{\Delta x} + \frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}} = \frac{F_{web}}{F_{top} + F_{web}} \leq 1,0, \quad (8)$$

w którym u_{top} i u_{web} są poziomymi strumieniami siły ścinającej, przenoszonymi przez zbrojoną warstwę nadbetonu i żeberka płyty.

Należy jednak zwrócić uwagę, że weryfikacja doświadczalna modelu **fib** wykonana została na płytach bez nadbetonu (jedynie jeden element był nadbetonowany). Model T. Roggendorfa w ogóle nie dotyczy przypadków płyt zespolonych z nadbetonem.

W publikacji [H7] przedstawiliśmy wnioski z własnej analizy parametrycznej wpływu nadbetonu na nośność ścinania płyty kanałowej, wykonanej według modelu **fib**. Wskazaliśmy również na konieczność korekty jednego z wzorów cząstkowych tego modelu (dotyczącego u_{top}).

Problemowi nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych poświęcone są również publikacje [31, 70, 71 według Z 5.A]. Tematyka nośności na ścinanie stropów zespolonych z płyt kanałowych z nadbetonem, opartych na podporach odkształcalnych została

zaproponowana przeze mnie jako przedmiot pracy doktorskiej mgr inż. Mateusza Surmy. W 2014 roku otwarty został na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej przewód doktorski pt.: *Wpływ nadbetonu na nośność na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych*, w którym rolę opiekuna naukowego pełni prof. zw. dr hab. inż. Kazimierz Flaga, a ja pełnię funkcję promotora pomocniczego. Zakres pracy obejmuje analizę nośności na ścinanie prefabrykatów stropowych współpracujących z betonem uzupełniającym oraz określenie poziomu odkształcalności dźwigara, przy której należy go traktować jako podporę podatną.

2.3.5. Niezamierzone częściowe zamocowanie stropów ze sprężonych płyt kanałowych

Sposób kształtowania połączeń w budynkach prefabrykowanych decyduje o sposobie pracy całej konstrukcji. Bardzo często kształtując połączenia, które projektowane były jako przegubowe, świadomie lub nieświadomie, zmieniany jest ich charakter poprzez wprowadzenie częściowego zamocowania elementu.

Ponieważ efektem dodatkowego momentu podporowego jest zmniejszenie wyężenia stropu w przekroju przęsłowym, to według części projektantów nieuwzględnianie tego zjawiska powoduje zwiększenie bezpieczeństwa konstrukcji. Należy jednak pamiętać, że momenty zamocowania przyczyniają się do obniżenia nośności na ścinanie i dlatego mogą prowadzić do zagrożenia bezpieczeństwa użytkowania obiektu.

Niezamierzony efekt częściowego zamocowania prefabrykowanej płyty stropowej powstaje w wyniku szeregu zjawisk zachodzących w złączu, wśród których można wyodrębnić:

- docisk płyty do podpory pochodzący od ścian wyższych kondygnacji (nie zachodzi w konstrukcjach szkieletowych);
- tarcie na górnej i dolnej powierzchni elementu stropowego, zależne od rodzaju materiałów użytych w złączu;
- przyczepność adhezyjną na styku powierzchni czołowej płyty i betonu wypełniającego styk poprzeczny (wieniec) wzdłuż osi podpory;
- efekt dyblowania powstający w wyniku wypełniania końcowych fragmentów kanałów betonem uzupełniającym układanym w stykach poprzecznych/wieńcach;
- pracę prętów zbrojeniowych kotwiących płytę stropową do podpory (układanych w stykach podłużnych między prefabrykatami, w wypełnionych kanałach i/lub w nadbetonie). Zbrojenie wiążące wymagane jest m.in. dla zabezpieczenia konstrukcji przed możliwością wystąpienia katastrofy postępującej w wyniku wystąpienia oddziaływań wyjątkowych [H10].

W artykule [H8] przedstawiłem sposób wyznaczania efektów niezamierzonego zamocowania podany w normie EN 1168 i dokumentach **fib** oraz możliwe rozwiązania konstrukcyjne ograniczające wielkości ujemnego momentu zginającego w strefie przypodporowej płyt kanałowych.

Moją wątpliwość wzbudził zapis normowy wskazujący mówiący, iż część momentu niezamierzonego wywołanego umieszczeniem prętów zbrojeniowych wiążących płytę stropową z podporami wynika z pełnej nośności tych prętów. Prowadzi to do przeszacowania wartości momentu podporowego, szczególnie w przypadku chętnie obecnie stosowanych stali o podwyższonej wytrzymałości. Dlatego opracowałem autorską koncepcję wyznaczania niezamierzonego momentu podporowego wywołanego pracą zbrojenia połączeniowego w złączu płyta-podpora. Dokładna analiza pracy płyty stropowej pozwala na wyznaczenie rzeczywistych naprężeń w zbrojeniu połączeniowym. Naprężenia te są funkcją odkształcenia prętów zbrojeniowych na skutek ugięcia płyty stropowej w wyniku oddziaływań powstałych po zabetonowaniu tych prętów (najczęściej po wypełnieniu styków lub po ułożeniu nadbetonu).

Znając wartość kąta obrotu płyty nad podporą θ oraz sztywność pręta zbrojeniowego w złączu K_t można wyznaczyć siłę F powstałą w zbrojeniu oraz moment podporowy M_{sup} wynikający z pracy tego zbrojenia:

$$F = y \cdot \tan(\theta) \cdot K_t \quad (9)$$

$$M_{sup} = F \cdot y \quad (10)$$

gdzie y jest wysokością, na której położone jest zbrojenie, a sztywność wyznaczona została na podstawie opracowania [16] jako $K_t = \frac{A_y E_s}{l_{t.eq}}$.

Opis tego autorskiego modelu zamieściłem w [H8]. Opublikowałem tam również wyniki własnych przykładowych obliczeń niezamierzonego momentu zamocowania, wywołanego pracą zbrojenia połączeniowego - wykazałem, że dla analizowanego przypadku dokładna wartość momentu zginającego, wyznaczona według zaproponowanego modelu jest o ok. 40% mniejsza niż ta wyznaczona uproszczoną procedurą normową. Przykład zawiera także obliczania nośności na ścinanie analizowanej płyty kanałowej, w których wykazałem, że nieuwzględnianie niezamierzonych momentów podporowych może prowadzić do znacznego przeszacowania obliczeniowej nośności na ścinanie, a przez to stanowić zagrożenie bezpieczeństwa projektowanej konstrukcji.

2.3.6. Odporność ogniowa stropów ze sprężonych płyt kanałowych

Ważnym i coraz częściej poruszonym zagadnieniem bezpieczeństwa każdej konstrukcji budowlanej jest jej zachowanie się w sytuacji pożarowej. Jest to obszar wciąż nie w pełni rozpoznany i nie zawsze prawidłowo uwzględniany w procesie projektowania. Konsekwencje zniszczeń spowodowanych pożarem mogą być ogromne zarówno ze względów społecznych (w tym możliwej utraty życia ludzkiego), jak i ekonomicznych. W pracy [H9] skrótkowo omówiłem przypadek pożaru w budynku wielopiętrowego parkingu samochodowego w Rotterdamie. Wydarzenie to zainicjowało uruchomienie programu badawczego „Holcofire” analizującego pracę stropowych płyt kanałowych w sytuacji pożaru [5]. Na podstawie uzyskanych wyników opracowano szereg wytycznych projektowych, które swoje odzwierciedlenie znajdują w zapisach załącznika G do normy EN 1168.

Konstrukcje z betonu tracą swoją zdolność do przenoszenia obciążeń na skutek redukcji wytrzymałości betonu na ściskanie; dodatkowo w wysokich temperaturach przekrój poprzeczny może ulec zmniejszeniu na skutek zjawiska eksplozyjnego odpryskiwania betonu.

Przebieg tego zjawiska nie do końca został jeszcze wyjaśniony. Uważa się, że eksplozyjne odpryskiwanie betonu występuje w pierwszych 20-30 minutach pożaru, w momencie gdy beton osiąga temperaturę 150-300°C. Podczas pożaru, w konstrukcji betonowej początkowo tracona jest woda kapilarna, a następnie ta fizycznie związana. Powyżej temperatury 105°C tracona jest woda chemiczna, aż do zakończenia procesu w temperaturze ok. 800°C. Zjawisko odpryskiwania betonu wytłumaczone może być dwoma mechanizmami zachodzącymi w strukturze betonu:

- wzrostem ciśnienia wewnątrz porowatej struktury betonu. Przy niskiej dyfuzyjności cieplnej betonu, w wyniku szybkiego ogrzania powierzchni zewnętrznej, wilgoć zawarta w betonie zmienia swój stan skupienia i w wyniku różnicy temperatur zaczyna infiltrować w głąb elementu. W głębszych warstwach zostaje ona ochłodzona i ponownie zmienia swój stan na ciekły i tworzy warstwę betonu nasyczonego wodą. Warstwa ta utrudnia dalszą infiltrację wody, co powoduje nagły wzrost ciśnienia w porach betonu, powodującego znaczne naprężenia rozciągające;
- rozwojem naprężeń rozciągających wywołanych na skutek odkształceń termicznych betonu. Głębiej położone warstwy doznają mniejszych odkształceń termicznych, podczas gdy mocniej rozgrzane warstwy przypowierzchniowe doświadczają znacznych odkształceń.

Szerzej oba te mechanizmy opisaliśmy w [H9]. Warto zwrócić uwagę, iż do znacznych uszkodzeń konstrukcji betonowych (zarysowań i odspojień otuliny betonowej) bardzo często dochodzi w czasie prowadzenia akcji gaśniczej, kiedy rozgrzana konstrukcja jest gwałtownie chłodzona wodą.

Ponadto w publikacji [H9] przedstawiliśmy normowe metody wyznaczania nośności stropów ze strunobetonowych płyt kanałowych w warunkach pożaru oraz wyniki własnych analiz obliczeniowych obrazujące wpływ stosowania warstwy nadbetonu konstrukcyjnego na nośność w sytuacji pożaru.

Na podstawie przeprowadzonych analiz wykazałem wyraźny wpływ stosowania warstwy nadbetonu konstrukcyjnego na nośność, szczelność i izolacyjność ogniową tego typu stropów. Warstwa nadbetonu konstrukcyjnego pozwala zwiększyć nośność przekroju zarówno na zginanie, jak i ścinanie, a jego udział w nośności jest tym większy, im niższa jest wysokość prefabrykatu.

Należy podkreślić, że choć stosowanie warstwy nadbetonu, układanej na prefabrykatkach stropowych, pozytywnie wpływa na wszelkie aspekty ognioodporności stropu, to zbyt duża jej grubość lub zbyt mocne jej zbrojenie może prowadzić do obniżenia nośności [5].

2.3.7. Projektowanie konstrukcji prefabrykowanych zapobiegające katastrofie postępującej

Z punktu widzenia analizy pracy budynku prefabrykowanego, szczególną uwagę zwraca się na zapewnienie sztywności przestrzennej obiektów, uwzględnienie przemieszczeń podpór, a także zdolność konstrukcji do przejścia obciążeń wyjątkowych. W ostatnich latach, po serii zamachów terrorystycznych, na nowo powrócił temat zapobiegania katastrofie postępującej.

Projektant obiektu zobowiązany jest do zagwarantowania jego bezpiecznego zachowania się w przypadku wystąpienia sytuacji wyjątkowych. W myśl wymagań podstawowych zapewnienia niezawodności konstrukcji podanych w normie EN 1991-1 konstrukcję należy zaprojektować tak, aby była przydatna do stawianych jej zadań i była zdolna sprostać wszystkim oddziaływaniom, które mogą się pojawić w czasie jej wykonywania i użytkowania, a ponadto także, aby na skutek takich wypadków jak pożar, eksplozja, uderzenie lub ludzkie błędy nie uległa zniszczeniu w zakresie nieproporcjonalnym do początkowej przyczyny. Ponadto, w dyrektywie Europejskiej Komisji Gospodarczej, w zakresie szeroko rozumianego wymogu o bezpiecznym użytkowaniu budynku wskazane jest, że:

- pod działaniem realnych do przewidzenia obciążeń konstrukcje powinny charakteryzować się dostatecznym stopniem bezpieczeństwa: spełnienie tego wymagania oznacza, że podczas użytkowania nie nastąpi zniszczenie całego obiektu lub jego części ani poważniejsze uszkodzenie ważnej części konstrukcji;
- wystąpienie jakiegokolwiek oddziaływania wyjątkowego nie spowoduje zniszczenia całego obiektu, ani zniszczenia ważnego elementu konstrukcyjnego prowadzącego do nieproporcjonalnych co do zakresu, zniszczeń pozostałej konstrukcji (tj. nie uszkodzonej bezpośrednio w wyniku wystąpienia oddziaływania wyjątkowego).

W publikacji [H10] opisaliśmy trzy zasadnicze metody projektowania budynków zabezpieczającego przed wystąpieniem katastrofy postępującej. Wybór odpowiedniej metody powinien być poprzedzony analizą ryzyka, w której należy zdefiniować możliwe zagrożenia oraz starać się oszacować prawdopodobieństwo ich wystąpienia.

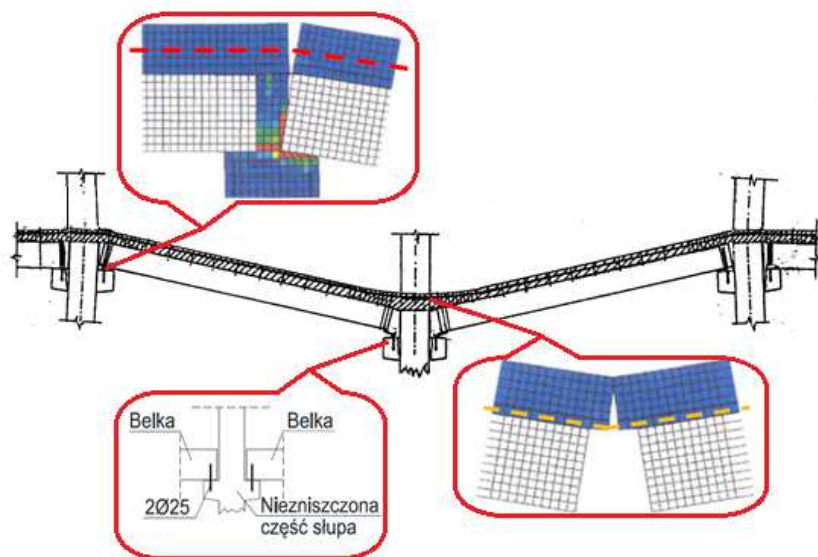
W [H10] przedstawiliśmy również przykładowe zabezpieczenie budynku przed katastrofą postępującą. Przedmiotem analizy projektowej był jeden z wydzielonych dylatacjami segmentów dwukondygnacyjnego, wielkopowierzchniowego obiektu istniejącej galerii handlowej.

Rozważyliśmy dwa przypadki obciążenia: zniszczenie dolnej części dwukondygnacyjnego słupa środkowego lub skrajnego, przy czym założono, że część słupa zawierająca krótkie wsporniki zostanie nieuszkodzona. Dzięki zapewnieniu zespolenia pomiędzy płytami kanałowymi, belkami i wieńcem

posiadającym uciągłone zbrojenie, otrzymano statycznie niewyznaczalną belkę ciągłą, w której jedno przęsło miało podwojoną rozpiętość. Dzięki zastosowaniu zbrojenia zszywającego w nadbetonie możliwe było uwzględnienie sprężystego podparcia uciągłonej belki – patrz model pokazany na rys. 4.

Opierając się na pasmowym modelu belki zespolonej [17, 18] obliczono sztywności poszczególnych złączy oraz siły przekrojowe i ugięcia we wtórnym ustroju nośnym. Bardziej szczegółowy opis procedury obliczeniowej podano w [H10].

Ostatecznie, dla zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji w sytuacji wyjątkowej konieczne okazało się zazbrojenie wieńca splotami ze stali wysokiej wytrzymałości Y1860 S7 oraz wykonanie warstwy konstrukcyjnej nadbetonu o grubości 70 mm, zbrojonej siatką $\varnothing 8\text{mm}$ o oczku 200 mm. Ponieważ w przekroju zniszczonej podpory (przekrój przęsłowy dla ustroju wtórnego) wysokość użyteczna ograniczona jest do wysokości wieńca należało zaprojektować dodatkowo po 2 pręty $\varnothing 25\text{mm}$ (trzcienie stabilizujące) na każdym z krótkich wsporników, współpracujące przy przenoszeniu momentu zginającego (pokazane na rys. 4).



Rys. 4. Model zniszczenia analizowanej belki zespolonej w sytuacji wyjątkowej

Analiza nośności słupów wykazała, że ze względu na wysoką klasę zastosowanego w prefabrykacji betonu, słupy nie potrzebują dodatkowych wzmocnień. Jedynie w krótkich wspornikach zaobserwowano ok. 25% wzrost reakcji pionowej i wystąpienie dodatkowej siły poziomej w momencie zniszczenia sąsiedniego słupa – z tego punktu widzenia należy rozważyć dodatkowe dozbrojenie wsporników z uwagi na zwiększoną reakcję podporową (w przypadku sytuacji wyjątkowej możliwe jest wykorzystanie rezerwy nośności, związane ze stosowaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa dla stali zbrojeniowej $\gamma_{s,wyjątkowa}=1,0$).

Rozważono również wpływ zmiany schematu statycznego na pracę prefabrykowanych, sprężonych płyt kanałowych. Fakt „podwieszenia” belki na płytach HC, w strefie uszkodzonej podpory, powoduje ok. 35% wzrost siły poprzecznej w płycie i dodatkowe pojawienie się momentu skręcającego wynikającego ze zwiększonego ugięcia jednej z belek. Dla analizowanej płyty kanałowej o wysokości 320 mm, pracującej w sytuacji wyjątkowej, wyężenie z uwagi na ścinanie ze skręcaniem wynosi jedynie 47%, zatem żadne wzmocnienie nie jest wymagane. Gdyby jednak, w innych projektach, wzmocnienie na ścinanie było konieczne – można je łatwo uzyskać poprzez wypełnienie części kanałów zbrojonym betonem.

W publikacji [H10] przedstawiliśmy także porównanie wytycznych normowych dla minimalnej siły przenoszonej przez zbrojenie wieńców (dla norm EN 1991-1-7, EN 1992-1-1 oraz PN-B-03264:2002) z siłą rozciągającą wyznaczoną w wyżej opisanej analizie. Wraz ze współautorem wykazałem, że dla rozważanego przypadku wymagania normowe nie zapewniają możliwości wytworzenia się wtórnego ustroju nośnego, który mógłby przejąć obciążenia ze zniszczonego fragmentu konstrukcji. Należy zwrócić uwagę, że wytyczne obu Eurokodów ponad dwukrotnie obniżyły wielkość wymaganej siły rozciągającej, która musi być przenoszona przez zbrojenie wieńca.

Ponieważ zaproponowane rozwiązania konstrukcyjne zwykle powiązane są z oceną skutków finansowych, to w ramach prowadzonej analizy zgrubnie oszacowano koszty wykonania stanu surowego rozważanego obiektu zaprojektowanego bez i z uwzględnieniem proponowanych zabezpieczeń przed katastrofą postępującą. Proponowane zabezpieczenie rozważanego obiektu spowodowało wzrost kosztów realizacji stanu surowego zaledwie o około 1%.

2.3.8. Wpływ właściwości materiałów w cienkościennych elementach prefabrykowanych na bezpieczeństwo konstrukcji

We współczesnym budownictwie coraz częściej wykorzystuje się cienkościennie prefabrykaty betonowe, na przykład elementy przykryć dachowych, stropów, schodów, elewacji oraz szereg innych. Bardzo często wykonywane są one z betonów specjalnych. Przykładem takich konstrukcji są cienkościennie żeberka prefabrykowanych płyt kanałowych - szczególnie tych o dużej wysokości, realizowanych technologią slip-forming.

W strunobetonowych płytach kanałowych nośność na ścinanie wynika z warunku ograniczenia głównego naprężenia rozciągającego w cienkościennym żeberku do wytrzymałości betonu na rozciąganie – patrz 2.3.4. Zatem o bezpieczeństwie użytkowania tych stropów decyduje zarówno precyzja określenia stanu naprężeń w przekroju (patrz p. 2.3.3), jak i znajomość rzeczywistej wytrzymałości betonu.

W produkcji sprężonych płyt kanałowych, mieszance betonowej stawiane są specjalne wymagania, tj. natychmiastowa zdolność utrzymania kształtu prefabrykatu bez stosowania szalunków, duża wczesna wytrzymałość betonu, wysoki moduł sprężystości i niewielkie odkształcenia reologiczne. Z tych właśnie powodów nie znajdują tu zastosowania konwencjonalne betony zwykłe, a wykorzystywane są betony o stosunkowo dużej wytrzymałości i niskim stosunku wodno-cementowym, w których szybki przyrost wczesnej wytrzymałości uzyskuje się dzięki stosowaniu odpowiednich cementów i domieszek oraz podgrzewania elementu w pierwszych godzinach dojrzewania.

W publikacjach [H11 oraz poz. 75 wg Z 5.A] omówiliśmy rozpoznanie właściwości betonu żeberka o grubości 48 mm w typowej strunobetonowej płycie kanałowej o wysokości 320 mm – podano szczegółowy opis wykonywania próbek badawczych oraz metod poszczególnych badań. Badania betonu pobranego z żeberka płyty kanałowej wykonywano na próbkach wycinkowych o wymiarach 48x140x140 mm i porównywano je z badaniami tego samego betonu realizowanymi na normowych próbkach: sześciennych o wymiarach 150x150x150 mm oraz walcowych $\varnothing 150 \times 300$ mm.

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań wytrzymałości i odkształcalności betonu wykazaliśmy, że:

- średnia wytrzymałość na osiowe rozciąganie próbek wycinkowych jest mniejsza o 32% od wytrzymałości badanej na próbkach walcowych;
- średnia wytrzymałość na ścislenie próbek wycinkowych jest mniejsza aż o 57% od wytrzymałości uzyskanej na próbkach sześciennych i o 50 % od wytrzymałości zmierzonej na próbkach walcowych;
- średni ścieczny moduł sprężystości próbek wycinkowych jest mniejszy o 23% od modułu oznaczonego na próbkach walcowych.

Problem różnych wytrzymałości w przypadku próbek różnych kształtów i wymiarów jest znany od bardzo wielu lat i ma bogatą literaturę, np. [19, 20]. Najczęściej podawane są empirycznie wyznaczone wartości współczynników przeliczeniowych wytrzymałości na ściskanie, po 28 dniach dojrzewania betonu w przypadku kostek sześciennych oraz walcowych. Nie udało się jednak znaleźć ogólnej zależności określającej wpływ geometrii próbki na zmierzoną wytrzymałość betonu. Neville [21] zaproponował ogólny wzór, pozwalający na obliczenie wytrzymałości na ściskanie próbki betonu o dowolnym kształcie na podstawie wytrzymałości próbki sześcienniej o długości boku 150 mm:

$$\frac{R_c}{R_{15}} = 0,56 + 0,697 \left(\frac{d}{\frac{V}{6h} + h} \right) \quad (11)$$

gdzie: d jest długością boku próbki prostopadłościenniej lub średnicą podstawy walca, V jest objętością próbki, a h jest jej wysokością.

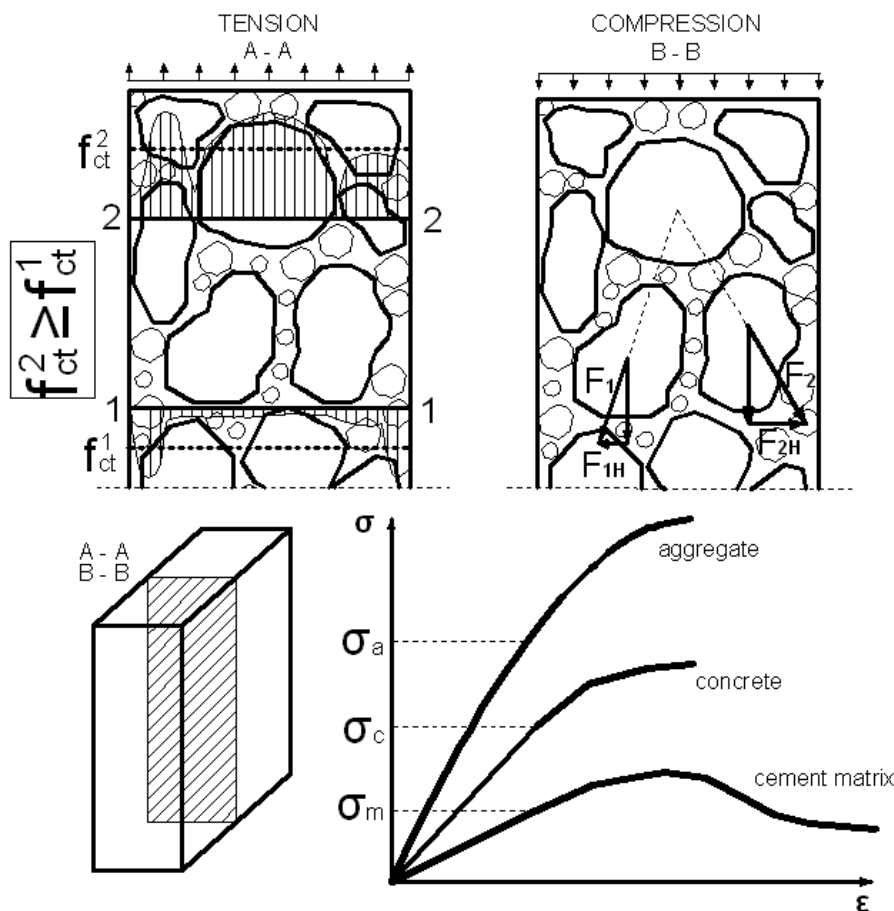
Stosując wzór (11) do analizy wyników uzyskanych w przypadku próbek wycinkowych, uzyskuje się współczynnik przeliczeniowy wynoszący około 0,80, podczas gdy w badaniach uzyskano stosunek mniejszy od 0,50. Dowodniłmy zatem, że nie tylko proporcje wymiarów próbki zdecydowały o tak znacznym zmniejszeniu właściwości mechanicznych betonu.

Przyczyn zmniejszonej wytrzymałości betonu w elemencie cienkościennym w stosunku do wytrzymałości betonu wykonanego z tej samej mieszanki lecz formowanego w postaci próbek normowych Autorzy publikacji [H11] doszukują się w dużej niejednorodności materiału na szerokości przekroju o szerokości zaledwie 48 mm. Powodem obniżenia wytrzymałości betonu w próbkach wyciętych z żeberka o bardzo niewielkim przekroju jest niejednorodne rozmieszczenie ziaren kruszywa w próbce. Poszczególne próbki mogą zawierać bardzo różne zawartości kruszywa, szczególnie grubego, jak i różnić się ilością matrycy cementowej.

Przy założeniu zasady płaskości przekrojów Bernoulliego średnie naprężenia rozciągające w przekrojach 1-1 i 2-2, pokazanych na rys. 5 mogą być bardzo zróżnicowane [H11]. O wytrzymałości takiej próbki na rozciąganie decyduje wytrzymałość słabszego z tych przekrojów.

W stanie osiowego ściskania siły wewnętrzne w przekroju rozkładają się proporcjonalnie do sztywności poszczególnych materiałów tworzących kompozyt betonowy. Ziarna kruszywa grubego przejmują największe siły ściskające. Ukośny przebieg sił pomiędzy ziarnami, zależny od ich względnej lokalizacji, oznacza że oprócz głównych składowych sił równoległych do kierunku obciążenia występują również składowe prostopadłe do tego kierunku. W próbkach, w których na szerokości znajduje się znaczna ilość ziaren kruszywa grubego, wpływ składowych sił prostopadłych do kierunku obciążenia jest znikomy, ponieważ mają one różną zwroty i w dużym stopniu wzajemnie się równoważą. W ściskanej próbce o bardzo małej szerokości możliwy jest taki układ ziaren kruszywa, że składowe prostopadłe do kierunku obciążenia będą powodować poprzeczne rozrywanie i przyczyniać się do wcześniejszego zniszczenia.

Naszym zdaniem, zmniejszenie wytrzymałości betonu na rozciąganie, mogło zostać spowodowane również na skutek przyspieszonego dojrzewania betonu w podwyższonej temperaturze. Wprawdzie wytrzymałość betonu na rozciąganie zależy przede wszystkim od zawartości żelu C-S-H i stosunku wodno-cementowego, to znany jest fakt, że betony poddawane obróbce termicznej są narażone na powstawanie mikrouszkodzeń, wywołanych naprężeniami termicznymi i skurczowymi [22]. Defekty te powstają w wyniku dużych różnic rozszerzalności cieplnej poszczególnych składników betonu, a także rozwoju niestacjonarnych pól temperatury i wilgotności, będących efektem wymiany ciepła i masy (wody) z otoczeniem. Z tego właśnie powodu podjęto badania porównawcze stopnia hydratacji cementu na różnej głębokości betonu próbek wycinkowych oraz z wnętrza próbki walcowej.



Rys. 5. Schemat rozkładu naprężeń w przekroju betonowej próbki cienkościennej poddanej osiowemu ściskaniu i osiowemu rozciąganiu

Badanie wykonano poprzez pomiar ilości wody odparowywanej i nieodparowywanej (tej związanej chemicznie w procesie hydratacji) w badanej próbce. Ilość wody nieodparowywanej rośnie wraz z postępem hydratacji. Z proporcjonalności pomiędzy ilością wody nieodparowywanej a objętością fazy stałej zaczynu cementowego określić można ilość gelu cementowego, traktowaną jako miarę stopnia hydratacji [23]. W tym celu pobrano fragmenty betonu o masie około 150 g każda, z warstw zewnętrznych próbek (do głębokości 15 mm) oraz ze środka grubości próbki. W celach porównawczych wykonano również badania referencyjne stopnia hydratacji betonu pobranego z wnętrza próbki walcowej. W celu usunięcia wody odparowywanej z pobranych fragmentów betonu, beton wygrzewano w temperaturze 105 °C aż do uzyskania stałej masy (ponad 48 godzin). Następnie próbki podgrzewano do temperatury niewiele poniżej 900 °C (tak, aby zminimalizować efekt utraty masy próbki związany z dekarbonatyzacją [24]. Stopień hydratacji cementu obliczono przy założeniu, że przy pełnej hydratacji ilość chemicznie związanej wody w CEM I wynosi 23%, a straty prażenia cementu przyjęto na poziomie 2%. Wyniki badań stopnia hydratacji cementu podano w publikacji [75 wg Z 5.A].

Wykazaliśmy, że w warstwach zewnętrznych żeberek płyt kanałowych stopień hydratacji cementu jest znacznie wyższy niż w warstwach wewnętrznych tych żeberek oraz w próbkach referencyjnych, co przypisujemy korzystnemu oddziaływaniu podgrzanej pary wodnej nagromadzonej w kanałach płyt na proces dojrzewania betonu.

2.3.9. Podsumowanie

Przedstawiony cykl jedenastu publikacji, powiązanych tematycznie, pod zbiorczym tytułem „**Wybrane aspekty pracy statyczno-wytrzymałościowej prefabrykowanych stropów sprężonych współpracujących z nadbetonem**” stanowi mój wkład w rozwój nauki, szczególnie w zakresie rozpoznawania sposobu pracy oraz zasad wymiarowania i kształtowania prefabrykowanych stropów dużej rozpiętości.

Analiza wyników przeprowadzonych przez mnie badań eksperymentalnych, analiz teoretycznych oraz obliczeń wniosła nowe elementy poznawcze do obszaru wiedzy w dyscyplinie Budownictwo, związanej z konstrukcjami zespolonymi typu beton-beton, głównie dotyczącej wpływu konstrukcyjnej warstwy betonu uzupełniającego na pracę stropów prefabrykowanych.

Wyniki mojej pracy naukowej w omawianym zakresie stanowią mój indywidualny wkład w działalność Komisji COM6 "Prefabrication" Międzynarodowej Federacji Betonu Konstrukcyjnego (*fib*), szczególnie w przygotowanie Biuletynu *fib* pt.: „Design of Precast Prestressed Hollow Core Floors” (w tłumaczeniu na język polski: „Projektowanie stropów z prefabrykowanych, sprężonych płyt kanałowych”), o statusie „Recommendations”, przygotowywanego przez Grupę Roboczą TG1, którego publikacja planowana jest w roku 2017.

Zrealizowane prace z pewnością nie wyczerpują całości tej tematyki. W trakcie prac pojawiły się kolejne zagadnienia, które moim zdaniem powinny być rozwijane. Kontynuacji wymagają badania stropów z płyt kanałowych, opartych na podporach podatnych obciążeniom wywołującym również momenty skręcające. Nie w pełni rozpoznana jest również praca prefabrykowanych stropów poddanych obciążeniom wyjątkowym (sejsmicznym, parasejsmicznym, dynamicznym). Dogłębnej analizy wymagają zasady przyjmowania cienkościennego przekroju efektywnego, szczególnie dla płyt stropowych zespolonych z nadbetonem. Innym obszarem wymagającym naukowego rozpoznania jest zagadnienie efektywnego wzmacniania uszkodzonych stropów strunobetonowych.

Wiedzę i doświadczenia zdobyte na drodze badań naukowych wykorzystuję również w mojej współpracy z przemysłem oraz praktyce inżynierskiej. Przygotowuję fachowe analizy i ekspertyzy, oraz wytyczne dla projektantów konstrukcji, a także projektuję nowe rozwiązania konstrukcyjne oraz niestandardowe obiekty budowlane.

Ostatnim, choć również ważnym, polem mojej aktywności jest popularyzowanie konstrukcji prefabrykowanych oraz wiedzy na temat zasad ich projektowania. Jestem inicjatorem i organizatorem sympozjów i kursów o tej tematyce, uczę projektowania konstrukcji prefabrykowanych studentów studiów I, II i III stopnia, a w ostatnim czasie opracowałem (jako autor wiodący) dla Stowarzyszenia Producentów Betonów prawie 70-cio stronicowy zeszyt pt.: „Obiekty kubaturowe mieszkalne i inne, w których głównym układem konstrukcyjnym są ściany”.

2.3.10. Bibliografia użyta w autoreferacie (poza publikacjami własnymi wykazanymi w Z 5.A)

- [1] Kose M.M., Burkett W.R., *Formulation of new development length equation for 0,6 in. prestressing strand*. PCI Journal, September-October 2005, 50(5): 96-105.
- [2] Dyba M., *Wpływ parametrów technologicznych na przyczepność betonu wysokowartościowego do stalowych splotów sprężających*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, 2014.
- [3] Oh B.H., Kim E.S., *Realistic evaluation of transfer lengths in pretensioned, prestressed concrete members*. ACI Structural Journal, May-June 2000, 97(6): 821-830.

- [4] Broo H., Lundgren K., *Shear and torsion interaction of hollow core slabs*. Technical Report No. 02:17: Finite Element Analyses of Hollow Core Units Subjected to Shear and Torsion, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, 2002
- [5] Jansze W., van Acker A. et al., *Structural behavior of prestressed concrete hollow core floors exposed to fire*, BIBM, 2014
- [6] Gromysz K., *Dissipative forces in joint surface of composite reinforced concrete floors*, Czasopismo Techniczne 1-B/2013: 37-52
- [7] Gromysz K., *Model tarcia wewnętrznego w poziomym zespoleniu żelbetowych płyt dwuwarstwowych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 58, nr 3/II, 2011: 127-134
- [8] Cholewicki A., *Pasmowy model w obliczeniach zginanych ustrojów zespolonych*, Prace Instytutu Techniki Budowlanej - Kwartalnik nr 2-3 (98-99), 1996
- [9] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Węglorz M., *Experimental study on effectiveness of interaction between pre-tensioned hollow-core slabs and concrete topping*. ACCE 1 (1) 2008: 57-66
- [10] Girhammar U.A., Pajari M., *Tests and Analysis on Shear Strength of Composite Slabs of Hollow Core Units and Concrete Topping*, Construction and Building Materials 22 (8) 2008: 1708–1722.
- [11] Mones R.M., Breña S.F., *Hollow-core slabs with cast-in-place concrete toppings: A study of interfacial shear strength*, PCI Journal 58 (3) 2013: 124-141
- [12] Hegger J., Görtz S., *Nachträglich ergänzte Querschnitte mit horizontaler Fuge nach DIN 1045-1*. Beton- und Stahlbetonbau 2003, Heft 5 S. 277-284
- [13] Randl N., *Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010*, Structural Concrete 14 (2013), No. 3: 230-241
- [14] Leskelä M., Pajari M., *Reduction of the vertical shear resistance in Hollow-core slabs when supported on beams*. Proceedings of Concrete'95 Conference, Brisbane, Australia, 1995
- [15] Roggendorf T., *Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegegeweicher Lagerung*. Dissertation, Aachen, 2010
- [16] *fib Bulletin No. 43, Structural connections for precast concrete buildings*, **fib**, Switzerland, 2008
- [17] *fib Bulletin No. 63, Design of precast concrete structures against accidental actions*, **fib**, Switzerland, 2012
- [18] Cholewicki A., *Interaction in precast composite beams in permanent and accidental situation*, International seminar "Prefabrication in Europe", Kraków, 2008: 137 – 150
- [19] Budownictwo betonowe, t. I, cz. 2 Technologia betonu, Arkady, Warszawa, 1972
- [20] Piwowarski K., Flaga K., *Wpływ niektórych czynników na relacje pomiędzy wytrzymałościami betonu określonymi na próbkach o różnych kształtach i wymiarach*, XX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, 1974
- [21] Neville A.M., *The influence of size of concrete test cubes on mean strength and standard deviation*, Magazine of Concrete Research Vol 8, No. 23, 1956
- [22] Flaga K., Wilk K., *O spadkach wytrzymałości naparzanego betonu*, XX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, 1974
- [23] Neville A.M., *Właściwości betonu*, Polski Cement, Kraków, 2000
- [24] Kurdowski W., *Chemia cementu i betonu*, Polski Cement, Kraków, 2010

2.4. Opis działalności naukowej w innych obszarach

Podstawowym nurtem mojej działalności w ostatnich latach, są zagadnienia projektowania konstrukcji budynków prefabrykowanych – w nim mieści się cykl jedenastu publikacji, powiązanych tematycznie, stanowiący osiągnięcie naukowe będące podstawą wniosku habilitacyjnego.

Moja aktywność naukowa dotyczy również innej tematyki, z której chciałbym skrótowo przedstawić wybrane dwa obszary:

- innowacyjne techniki naprawy i wzmacniania istniejących konstrukcji budowlanych z betonu, z użyciem materiałów kompozytowych FRP;
- prefabrykowane elementy nawierzchni szynowych z betonu sprężonego w aspekcie zapewnienia ich bezpieczeństwa użytkowania i trwałości.

2.4.1. Innowacyjne techniki naprawy i wzmacniania istniejących konstrukcji budowlanych z betonu, z użyciem materiałów kompozytowych FRP

Tematyką wzmacniania konstrukcji żelbetowych przy użyciu materiałów kompozytowych na bazie niemetalicznych włókien ciągłych zajmowałem się już w swojej pracy doktorskiej. Po obronie doktoratu kontynuowałem badania doświadczalne i analizy teoretyczne w zakresie badań konstrukcji po wieloletnim okresie eksploatacji oraz ich napraw i wzmocnień z zastosowaniem najnowszych technologii.

W okresie 2006-2016 opublikowałem z tego zakresu:

- 1 rozdział w monografii *Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. Tom I - Konstrukcje żelbetowe*,
- 9 artykułów w czasopismach (*Archives of Civil and Mechanical Engineering; Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej – Budownictwo; Czasopismo Techniczne; Inżynieria i Budownictwo, Mosty; Przegląd Budowlany*),
- 12 referatów w materiałach konferencyjnych (w tym 9 z konferencji międzynarodowych).

W Załączniku 8 zamieściłem następujące wybrane publikacje z tego obszaru (numeracja wg Z 5.A):

- [14] Derkowski W. „Fatigue life of reinforced concrete beams under bending strengthened with composite materials”, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. VI, No. 4, Wrocław, 2006: 31-46
punktacja MNiSW – 4 pkt (2006), 30 pkt (obecnie), IF = 2.194
Publikacja samodzielna, udział procentowy 100%.
- [52] Derkowski W., „O skuteczności stosowania kompozytów FRP do wzmacniania konstrukcji poddanych obciążeniom cyklicznym”, *Inżynieria i Budownictwo* 3/2016: 119-122
punktacja MNiSW – 7 pkt (2016)
Publikacja samodzielna, udział procentowy 100%.
- [72] Derkowski W., „Opportunities and Risks Arising from the Properties of FRP Materials Used for Structural Strengthening”, 7th Scientific-Technical Conference on Material Problems in Civil Engineering MATBUD'2015, *Procedia Engineering* 07/2015; 108:371-379
Materiały konferencji indeksowanej w bazach WoS oraz Scopus; punktacja MNiSW – 15 pkt
Publikacja samodzielna, udział procentowy 100%.
- [29] Derkowski W., Kwiecień A., Zajac B., “CFRP strengthening of bent RC elements using stiff and flexible adhesives”, *Czasopismo Techniczne* 1-B/2013: 37-52
punktacja MNiSW – 6 pkt (2013), 13 pkt (obecnie),
Mój udział 33% - opracowanie programu badań doświadczalnych, udział w badaniach i analizie ich wyników, współudział w formułowaniu wniosków.
- [66] Kwiecień A., Derkowski W., Zajac B., “Attempts to apply flexible adhesives in strengthening of bent RC beams with CFRP laminates”, *Conference on Civil Engineering Infrastructure Based on Polymer Composites CECOM 2012*, Kraków, 2012, ISBN: 978-83-7283-514-7, 13-14 (+CD)
Materiały konferencji międzynarodowej
Mój udział 33% - opracowanie części programu badań doświadczalnych, udział w badaniach i analizie ich wyników, współudział w formułowaniu wniosków i redakcji. Wygłoszenie referatu.

Początkowo zainteresowania moje skierowane były w stronę, jeszcze wtedy bardzo słabo rozpoznanego, tematu wzmacniania konstrukcji przez sprężenie taśmami CFRP [14, 18, 19, 22, 39, 52, 57, 58, 67, 72]. Kontynuowałem zainteresowania trwałością zmęczeniową konstrukcji wzmocnionych, rozpoczęte na etapie doktoratu, i analizowałem zachowanie się belek sprężonych taśmami CFRP z zastosowaniem polskiego systemu kotwienia taśm. Przeprowadziłem własne badania doświadczalne elementów sprężonych taśmami CFRP obciążonych cyklicznie, aż do zniszczenia. Za miarę efektywności wzmacniania taśmami węglowymi elementów cyklicznie zginanych przyjąłem opisany przeze mnie współczynnik uszkodzenia D , określający rozwój mikrouszkodzeń zmęczeniowych w elemencie [52, 67]. Na podstawie przeprowadzonych badań wykazałem, że:

- stopień wzmocnienia belki żelbetowej zależy od przekroju taśm zastosowanych do jej wzmocnienia, stopnia ich wstępnego naciągu oraz od lokalizacji tych taśm względem prętów zbrojeniowych belki;
- stosowanie do wzmacniania taśm wstępnie naprężanych umożliwia ich pełne wykorzystanie – w trakcie obciążenia cyklicznego nie zaobserwowano ani zniszczenia zmęczeniowego taśm CFRP, ani ich zakotwień;
- w belkach wzmacnianych przez sprężenie taśmami CFRP uzyskuje się dużą skuteczność wzmocnienia, lecz możliwe zniszczenie elementu jest słabiej sygnalizowane (nie występuje wyraźny rozwój ugięć czy zarysowań poprzedzający zniszczenie).

Analizowałem również zagrożenia i korzyści wynikające ze stosowania sprężonych taśm kompozytowych, z uwzględnieniem różnych światowych rozwiązań zakotwień dla tych ciągów [72]. Wykazałem przewagę tej technologii w przypadku realizacji wzmocnień konstrukcji narażonych na oddziaływanie sejsmiczne czy para-sejsmiczne oraz inne obciążenia wyjątkowe. Wskazałem zagrożenia wynikające z korozji galwanicznej taśm kompozytowych, określając przy których typach zakotwień niebezpieczeństwo takie jest największe.

Doświadczenia zdobyte w trakcie badań naukowych pozwoliły mi na zastosowanie w praktyce tej technologii wzmocnienia konstrukcji. Zaprojektowałem pierwsze w Polsce wzmocnienie rygli stropodachowych dużej hali przemysłowej przez sprężenie taśmami CFRP [19, 22, 59], a następnie pełniłem rolę Inspektora nadzoru inwestorskiego nad tymi pracami, jednocześnie prowadząc badania strat siły sprężającej, realizowane w warunkach rzeczywistych.

We współpracy z dr hab. inż. Arkadiuszem Kwietniem i dr inż. Bogusławem Zającem przeprowadziliśmy badania efektywności stosowania klejów o różnej sztywności przy biernym wzmacnianiu zginanych belek taśmami CFRP [29, 61, 66, 68]. Przeprowadziliśmy badania doświadczalne na belkach żelbetowych wzmocnionych taśmami kompozytowymi przyklejonymi za pomocą czterech typów poliuretanów o bardzo różnej sztywności i odkształcalności – moduł sprężystości E zmieniał się od 2,5 MPa do 600 MPa, a graniczna odkształcalność ϵ_{ult} - od 150 % do 10 %. Dla porównania przebadano również belkę z typową warstwą adhezyjną - żywicą epoksydową o $E=12800$ MPa i $\epsilon_{ult}=0,22$ %. Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz teoretycznych wykazaliśmy, że najlepsze zachowanie się belki wzmocnionej poddanej obciążeniu statycznemu uzyskuje się przy zastosowaniu kleiny wykonanej z poliuretanu o średniej sztywności (PS) – pozwala on na mostkowanie zarysowań belki znajdujących się pod taśmą, przez co eliminuje bądź redukuje lokalne koncentracje naprężeń w taśmie w miejscach rys w betonie. Dzięki temu odkształcenie taśmy jest mniejsze, co skutkuje mniejszym ugięciem belki. Wykazaliśmy również, że podatna kleina wykonana z poliuretanu PS opóźnia, w stosunku do belek ze kleiną ze stosunkowo sztywnych żywic epoksydowych, proces odspajania się taśmy od belki, przyczyniając się do zwiększenia nośności konstrukcji wzmocnionej.

Złącza podatne we wzmacnianiu konstrukcji żelbetowych wykorzystywaliśmy również do zabezpieczenia konstrukcji uszkodzonych przed nagłym, kruchym zniszczeniem [24, 62, 65, 66]. Wraz ze współautorami zastosowaliśmy jednocześnie klejenie taśm na warstwach adhezyjnych o bardzo różniących się właściwościach. Badaniom poddaliśmy belkę silnie uszkodzoną pod obciążeniem

zmęczeniowym (pęknięta część prętów zbrojenia rozciąganego, początki miażdżenia betonu w strefie ściskanej), częściowo naprawioną przez iniekcję rys i wzmocnioną w trybie awaryjnym dwoma taśmami CFRP klejonymi na żywicach epoksydowych oraz jedną taśmą na poliuretanie PXBM, o bardzo małej sztywności ($E=0,3$ MPa) i ogromnej odkształcalności ($\epsilon_{ult}=1000$ %). Tymczasowo naprawiona belka zdolna była do przeniesienia jeszcze 11 000 cykli obciążenia, z czego w ostatnich kilku cyklach obciążenia obie taśmy klejone na żywicy epoksydowej były już odspojone, a silnie ugięta belka utrzymywana była jedynie przez taśmę kompozytową na warstwie PXBM. Wykazaliśmy, że jednoczesne stosowanie taśm klejonych na sztywnych i bardzo podatnych skleinach pozwala na duże zwiększenie energii zniszczenia konstrukcji wzmocnionej i stanowi dobre zabezpieczenie konstrukcji w sytuacji awaryjnej (np. przy wystąpieniu obciążeń wyjątkowych). Tego typu zabezpieczenia mogą w praktyce pozwolić na uratowanie ludzi i mienia w miejscach wystąpienia nieplanowanych oddziaływań.

Wyniki mojej pracy naukowej w omawianym zakresie prezentowałem na arenie międzynarodowej nie tylko podczas ważnych konferencji naukowych (*2nd International fib Congress* w Neapolu we Włoszech; *3rd International fib Congress + PCI Convention* w Washingtonie w USA; *7th International Conference AMCM2011* w Krakowie; *International Conference CICE2012* w Rzymie we Włoszech; *International Conference CECOM2012* w Krakowie; *fib Symposium 2013* w Tel Avivie w Izraelu; *International Conference MATBUD2015* w Krakowie) oraz na forum *International Institute for FRP in Construction*, ale stanowią one również mój indywidualny wkład w działalność COST Action TU1207 "Next Generation Design Guidelines for Composites in Construction".

Wiedzę i doświadczenia zdobyte na drodze badań naukowych wykorzystuję również w praktyce inżynierskiej opracowując projekty wzmocnień za pomocą materiałów kompozytowych, np. wzmocnienie mostu w Pcimiu czy wzmocnienie stropów w budynku biurowym w Janikowie.

2.4.2. Prefabrykowane elementy nawierzchni szynowych z betonu sprężonego w aspekcie zapewnienia ich bezpieczeństwa użytkowania i trwałości

Bezpieczeństwo transportu szynowego, rozważane w aspekcie niezawodności prefabrykowanych podkładów kolejowych z betonu sprężonego, jest najnowszym obszarem moich zainteresowań naukowych.

W ramach tego zakresu okresie 2013-2016, byłem współautorem:

- 4 artykułów opublikowanych w czasopismach (*Cement Wapno Beton*, *IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology*; *Architecture, Civil Engineering, Environment ACEE*; *Rynek Kolejowy*);
- 2 referatów wygłoszonych podczas konferencji (*8th International Conference AMCM2014*; *Konferencja „Problemy interoperacyjności i bezpieczeństwa w transporcie kolejowym w Polsce i w Niemczech” w Berlinie*).

W Załączniku 8 zamieściłem następujące wybrane publikacje z tego obszaru (numeracja wg Z 5.A):

- [16] Pawluk J., Derkowski W., „Czynniki decydujące o właściwościach i trwałości strunobetonowych podkładów kolejowych”, *Cement, Wapno, Beton*, CWB-5/2016: 347-360
punktacja MNiSW – 15 pkt (2016), IF=0.512
Mój udział 50% - opracowanie p. 2 i 3.1-3.4 dotyczących zagadnień przyczepności zbrojenia sprężającego do betonu oraz strefy zakotwień w strunobetonie, współudział w formułowaniu wniosków i redagowaniu tekstu.

- [43] Pawluk J., Cholewa A., Kurdowski W., Derkowski W., "Some Problems with Prestressed Concrete Sleepers Durability", IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology, Vol. 3, SI :13, 2014: 153-157
punktacja MNiSW – 4 pkt (2013), 0 pkt (obecnie)
Mój udział 30% - analiza strefy zakotwień strunobetonowych podkładów kolejowych, opracowanie p. 3 referatu, współudział w opracowaniu wniosków.
- [44] Derkowski W., Słyś B., Szmít M., „Effect of Strands' Anchorage System in Railway Sleepers on Behaviour of its Rail Seat Zone”, Architecture, Civil Engineering, Environment ACEE, 1/2015: 61-67
punktacja MNiSW – 11 pkt (2015), 11 pkt (obecnie)
Mój udział 50% - sformułowanie problemu naukowego, opracowanie programu badań doświadczalnych, udział i nadzór nad badaniami, współudział w analizie wyników badań, sformułowanie wniosków, tłumaczenie tekstu i jego redagowanie.

Strunobetonowe podkłady kolejowe są jednym z kluczowych elementów systemu transportu szynowego – niejednokrotnie to właśnie one decydować mogą o bezpieczeństwie ruchu kolejowego i trwałości nawierzchni. Odnotowane w ostatnich latach w Europie, problemy z wbudowanymi podkładami strunobetonowymi za każdym razem wiązały się z poważnymi kosztami społecznymi (zmniejszeniem prędkości przejazdu, ograniczeniami w ruchu kolejowym, utrudnieniami na drogach alternatywnych) oraz znacznymi kosztami wymiany odcinków nawierzchni.

W publikacjach [16, 43, 48] wraz ze współautorami opisałem podstawowe czynniki wpływające na obniżenie trwałości podkładów kolejowych dowodząc, że w elementach strunobetonowych główne zagrożenia wynikają z dwóch źródeł: procesów chemicznych powodujących korozję betonu oraz nieprawidłowego przekazania siły sprężającej na beton.

Na świecie stosowane są różne technologie realizacji strunobetonowych podkładów kolejowych, różniące się przede wszystkim technologią sprężania.

W przypadku strunobetonowych, monoblokowych podkładów czy podrozdzielnic kolejowych, w których przekrój podszynowy jest zwykle najbardziej wyężonym przekrojem na długości elementu, decydującą o bezpieczeństwie całej konstrukcji staje się długość odcinka, na którym następuje przekazanie siły sprężającej na beton (w normach nazywanego długością transmisji l_{pt}). Dla konstrukcji, w których występuje wyłącznie przyczepnościowe przekazanie siły sprężającej stosunkowo duża wartość długości transmisji l_{pt} powoduje niemożność uzyskania pełnej nośności i rysoodporności w najbardziej newralgicznej części konstrukcji. Przekazywanie siły sprężającej na beton strefy przyczółowej elementu strunobetonowego powoduje powstanie złożonego, przestrzennego stanu naprężeń, składającego się z podłużnych strumieni naprężeń ściskających beton oraz poprzecznych naprężeń rozciągających. Ich łączny efekt powoduje powstawanie zarysowań nie tylko obniżających trwałość konstrukcji, ale i pogorsza przyczepność zbrojenia sprężającego, przez co wpływa negatywnie na nośność i rysoodporność przekrojów znajdujących się w niedużej odległości od czoła elementu.

Przeprowadzona przeze mnie analiza zapisów normy EN 1992-1-1 i pre-normy Model Code 2010 wykazała, że wartość podstawowej długości transmisji otrzymana w obliczeniach według MC2010 jest większa od wartości uzyskiwanej według EC2 o ok. 35% w przypadku drutów i ok. 75% w przypadku splotów, co nawet po uwzględnieniu mnożnika 1,2 podawanego przez EC2 dla uzyskania wartości obliczeniowej, wciąż sytuuje MC2010 jako najbardziej zachowawcze przepisy w tym zakresie.

Porównanie pracy, a przez to bezpieczeństwa użytkowania, monoblokowych podkładów kolejowych, w których zastosowano różne sposoby kotwienia cięgien sprężających, stosowane w poszczególnych krajach Unii Europejskiej wykonałem zarówno na drodze eksperymentalnej, jak i obliczeniowej. Zaplanowałem i zrealizowałem we współpracy z zespołem badania 24 podkładów według procedur opisanych w EN 13230-2 dla próby statycznej, badania pod obciążeniem dynamicznym oraz

badania pod wpływem długotrwałego obciążenia cyklicznego. Przedmiotem badań były podkłady wykonane w następujących technologiach:

- podkład PS-83 lub PS-94, sprężony ośmioma gładkimi drutami o średnicy 7 mm z zakotwieniem główkowym BBRV i masywnymi płytkami kotwiącymi (typ A);
- podkład PS-83, sprężony czterema profilowanymi prętami o średnicy 10.5 mm z dodatkową płytką kotwiącą o średnicy 30 mm, nakręcaną na gwintowaną końcówkę pręta (typ B);
- podkład PS-94, sprężony czterema profilowanymi drutami o średnicy 9.5 mm kotwionymi wyłącznie przyczepnościowo (typ C).

Na podstawie wyników badań, szerzej opisanych w [44], wykazałem że zastosowanie profilowanych cięgien sprężających korzystnie wpływa na zmniejszenie rozwartości rys, jednakże różnice pomiędzy obciążeniem powodującym zarysowanie tych elementów a średnim obciążeniem rysującym dla elementów typu A nie są duże. Geometria przekroju poprzecznego podkładu (analizowano przekroje typowych podkładów PS-83 i PS-94) w znacznie większym stopniu wpływa na rysoodporność. Rozwój szerokości rozwarcia rysy do wartości 0,05 mm praktycznie nie zależy od zastosowanego typu podkładu. Przyrost obciążenia potrzebny do zwiększenia szerokości rozwarcia rysy do 0.05mm był zbliżony zarówno podkładów sprężonych prętami profilowanymi, jak i drutami gładkimi. Udowodniłem, że nośność podkładów jest zależna od systemu kotwienia - najwyższe wartości obciążenia niszczącego uzyskano dla podkładów typu A, tj. z cięgnami kotwionymi stalowymi płytach oporowych. Najniższą nośność miały podkłady typu C - różnica nośności wynosiła ok. 36%. Obciążenie zmęczeniowe w niewielkim stopniu obniża nośność strefy podszynowej, a spadek ten jest porównywalny dla wszystkich typów podkładów. W przypadku obciążeń dynamicznych, najwyższą nośność osiągnięto dla podkładów typu B.

Na podstawie obliczeń długości transmisji siły sprężającej dla różnych systemów kotwienia wykazałem, że w przypadku jedynie przyczepnościowego przekazania siły sprężającej na beton wartość podstawowej długości transmisji jest na tyle duża, że w najbardziej obciążonym przekroju podszynowym nie cała wielkość sprężenia jest przekazywana na beton.

Wiedzę i doświadczenia zdobyte na drodze badań naukowych w omawianym zakresie wykorzystuję również w praktyce inżynierskiej opracowując projekty strunobetonowych podkładów kolejowych oraz płyt tramwajowych (stanowiące podstawę wydania Aprobata Technicznych IBDiM) lub podczas prowadzenia specjalistycznych szkoleń zawodowych. Jestem również autorem kilku opracowań naukowych, wykonanych na zlecenie przemysłu, dotyczących główkowego kotwienia drutów sprężających w podkładach kolejowych.

