

Roman Wróblewski

ZAŁĄCZNIK 3
AUTOREFERAT

data:
15 lipca 2023 r.

SPIS TREŚCI:

I	IMIĘ I NAZWISKO	3
II	POSIADANE DYPLOMY, STOPNIE NAUKOWE LUB ARTYSTYCZNE – Z PODANIEM PODMIOTU NADAJĄCEGO STOPIEŃ, ROKU ICH UZYSKANIA ORAZ TYTUŁU ROZPRAWY DOKTORSKIEJ	3
III	INFORMACJA O DOTYCHCZASOWYM ZATRUDNIENIU W JEDNOSTKACH NAUKOWYCH LUB ARTYSTYCZNYCH	3
IV	OMÓWIENIE OSIĄGNIĘĆ, O KTÓRYCH MOWA W ART. 219 UST. 1 PKT. 2 USTAWY Z DNIA 20 LIPCA 2018 R. PRAWO O SZKOLNICTWIE WYŻSZYM I NAUCE (DZ. U. Z 2021 R. POZ. 478 Z PÓŹN. ZM.)	4
IV.A	CYKL POWIĄZANYCH TEMATYCZNIE ARTYKUŁÓW NAUKOWYCH	4
IV.B	ZREALIZOWANE ORYGINALE OSIĄGNIĘCIE TECHNOLOGICZNE	4
IV.C	PUBLIKACJE WCHODZĄCE W SKŁAD CYKLU POWIĄZANYCH TEMATYCZNIE ARTYKUŁÓW NAUKOWYCH	5
IV.D	REALIZACJE ORYGINALNEGO OSIĄGNIĘCIA TECHNOLOGICZNEGO ORAZ POWIĄZANA PUBLIKACJA	6
IV.E	OMÓWIENIE MERYTORYCZNE PUBLIKACJI WCHODZĄCYCH W SKŁAD CYKLU POWIĄZANYCH TEMATYCZNIE ARTYKUŁÓW NAUKOWYCH	7
IV.E.1	Cel i zakres osiągnięcia	7
IV.E.2	Wprowadzenie do problematyki	7
IV.E.3	Odporność konstrukcji betonowych i betonu na działanie wysokiej temperatury w warunkach pożaru (artykuły A1, A2 i A3)	10
IV.E.4	Odporność istniejących żelbetonowych konstrukcji powłokowych na imperfekcje (artykuły A4 i A5)	16
IV.E.5	Odporność istniejących betonowych konstrukcji prefabrykowanych na błędy (artykuły A6 i A7)	18
IV.E.6	Odporność betonu na nadmierne zarysowanie (artykuł A8)	20
IV.E.7	Podsumowanie osiągnięcia i wkładu w rozwój dyscypliny	21
IV.E.8	Bibliografia	24
IV.F	OMÓWIENIE MERYTORYCZNE ZREALIZOWANEGO ORYGINALNEGO OSIĄGNIĘCIA TECHNOLOGICZNEGO	28
IV.F.1	Cel i zakres osiągnięcia technologicznego	28
IV.F.2	Wprowadzenie do problematyki	28
IV.F.3	Omówienie merytoryczne najważniejszych elementów systemu	29
IV.F.4	Przykład zastosowania	34
IV.F.5	Podsumowanie osiągnięcia i wkładu w rozwój dyscypliny	39
IV.F.6	Wykorzystane publikacje	39
IV.G	OMÓWIENIE POZOSTAŁYCH OSIĄGNIĘĆ NAUKOWYCH	41
IV.G.1	Omówienie merytoryczne pozostałych osiągnięć	41
IV.G.2	Wkład w rozwój dyscypliny na podstawie pozostałych osiągnięć	42
V	INFORMACJA O WYKAZYWANIU SIĘ ISTOTNĄ AKTYWNOŚCIĄ NAUKOWĄ ALBO ARTYSTYCZNĄ REALIZOWANĄ W WIĘCEJ NIŻ JEDNEJ UCZELNI, INSTYTUCJI NAUKOWEJ LUB INSTYTUCJI KULTURY, W SZCZEGÓLNOŚCI ZAGRANICZNEJ	43
V.A	AKTYWNOŚĆ NAUKOWA W INNEJ UCZELNI	43
V.B	RECENZOWANIE W CZASOPISMACH NAUKOWYCH I KONFERENCJACH	43
V.C	KIEROWANIE I UDZIAŁ W PROJEKTACH BADAWCZYCH	43
V.D	WYGŁOSZENIE REFERATÓW I UDZIAŁ W KONFERENCJACH MIĘDZYNARODOWYCH I KRAJOWYCH	43
VI	INFORMACJA O OSIĄGNIĘCIACH DYDAKTYCZNYCH, ORGANIZACYJNYCH ORAZ POPULARYZUJĄCYCH NAUKĘ LUB SZTUKĘ	45
VI.A	OSIĄGNIĘCIA DYDAKTYCZNE	45
VI.B	OSIĄGNIĘCIA POPULARYZUJĄCE NAUKĘ	46
VI.C	OSIĄGNIĘCIA ORGANIZACYJNE	46
VII	INNE INFORMACJE DOTYCZĄCE KARIERY ZAWODOWEJ	46
VII.A	PATENT	46
VII.B	BIEGŁY SĄDOWY I PROKURATORY	46
VII.C	STAŻ ZAWODOWY	46
VII.D	PRACE BADAWCZO-WDROŻENIOWE	46
VII.E	PROJEKTY	47
VII.F	DZIAŁALNOŚĆ DORADCZA	47
VII.G	EKSPERTYZY I OPINIE TECHNICZNE	48
VII.H	SYSTEMY MONITOROWANIA KONSTRUKCJI	48

I IMIĘ I NAZWISKO

Roman Wróblewski

II POSIADANE DYPLOMY, STOPNIE NAUKOWE LUB ARTYSTYCZNE – Z PODANIEM PODMIOTU NADAJĄCEGO STOPIEŃ, ROKU ICH UZYSKANIA ORAZ TYTUŁU ROZPRAWY DOKTORSKIEJ

1. Doktor nauk technicznych

Podmiot nadający: Politechnika Wrocławska, Instytut Budownictwa

Rok uzyskania: 1995

Tytuł rozprawy doktorskiej: Stan naprężeń w ścianach silosów częściowo sprężonych

Promotor: prof. dr hab. inż. Mieczysław Kamiński

Recenzenci: prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz

prof. dr hab. inż. Kalikst Grabiec

2. Magister inżynier budownictwa

Podmiot nadający: Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego

Rok uzyskania: 1990

III INFORMACJA O DOTYCHCZASOWYM ZATRUDNIENIU W JEDNOSTKACH NAUKOWYCH LUB ARTYSTYCZNYCH

1. Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Okres: 1995 - obecnie

Stanowisko: adiunkt

2. Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego

Okres: 1994 - 1995

Stanowisko: asystent

3. Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego

Okres: 1990 - 1994

Stanowisko: doktorant

IV OMÓWIENIE OSIĄGNIĘĆ, O KTÓRYCH MOWA W ART. 219 UST. 1 PKT. 2 USTAWY Z DNIA 20 LIPCA 2018 R. PRAWO O SZKOLNICTWIE WYŻSZYM I NAUCE (DZ. U. Z 2021 R. POZ. 478 Z PÓŻN. ZM.)

IV.A Cykl powiązanych tematycznie artykułów naukowych

Tytuł osiągnięcia:

IDENTYFIKACJA ODPORNOŚCI ISTNIEJĄCYCH KONSTRUKCJI BETONOWYCH NA ZDARZENIA EKSTREMALNE W UJĘCIU WIELOSKALOWYM

Osiągnięcie przedstawiłem w cyklu ośmiu powiązanych tematycznie artykułów naukowych. Wszystkie artykuły są indeksowane przez główne bazy naukowe, między innymi Web of Science Core Collection, Scopus, Google Scholar i znajdują się w wykazie czasopism punktowanych Ministerstwa Edukacji i Nauki. Pięć czasopism posiada Impact Factor, a sumaryczny IF oraz sumaryczne punkty MEiN dla całego cyklu artykułów wynoszą, odpowiednio, 12,784 oraz 535. Wszystkie artykuły są współautorskie, a trzy z nich powstały przy współpracy autorów z instytucji innych niż macierzysta jednostka wnioskodawcy.

Cel i zakres osiągnięcia przedstawiłem w pkt. IV.E.1. We wszystkich artykułach jestem autorem korespondencyjnym, a w pięciu pierwszym autorem. Jednocześnie miałem największy wkład, spośród wszystkich współautorów, w powstanie wyszczególnionych artykułów, co jest potwierdzone oświadczeniami zamieszczonymi w Załączniku 5. Podsumowanie mojego wkładu w powstanie publikacji oraz w rozwój dyscypliny Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport przedstawiłem w pkt. IV.E.7.

IV.B Zrealizowane oryginalne osiągnięcie technologiczne

Tytuł osiągnięcia:

SYSTEM MONITOROWANIA KONSTRUKCJI PRZEZNACZONY DO OCENY OBCIĄŻEŃ I NIEZAWODNOŚCI DACHÓW I STROPÓW W BUDYNKACH WIELKOPOWIERZCHNIOWYCH

Jestem pomysłodawcą systemu i jedynym autorem wdrożonych algorytmów analizujących dane z systemu, który został zainstalowany w dziewięciu dużych obiektach. Jestem również autorem analiz konstrukcji prowadzących do koncepcji układu czujników pomiarowych, implementacji algorytmu i analiz danych pomiarowych. Ponadto, algorytmy zostały przeze mnie dostosowane do specyfiki każdego z obiektów, a ich działanie zweryfikowałem na podstawie danych z pomiarów.

Osiągnięcie częściowo opracowałem i zostało ono wdrożone w ramach projektu badawczego: „Opracowanie i wdrożenie innowacyjnego uniwersalnego systemu monitoringu dachów płaskich przez firmę NeoStrain Sp. z o.o.” Projekt współfinansowany ze środków Unii Europejskiej za pośrednictwem Małopolskiego Regionalnego Programu Operacyjnego w ramach konkursu nr MCP/2.2.A/2/2012 dla Działania 2.2 „Wsparcie komercjalizacji badań naukowych”, Schematu A „Projekty badawcze”.

Realizacja osiągnięcia została wykonana przez firmę NeoStrain Sp. z o.o. z Krakowa i funkcjonuje: na trzech stadionach, dwóch halach sportowych oraz czterech budynkach użyteczności publicznej zlokalizowanych w Polsce. Informacje o osiągnięciu zostały również opublikowane w artykule wieloautorskim.

Miałem największy wkład merytoryczny w powstanie osiągnięcia, co jest potwierdzone oświadczeniami zamieszczonymi w Załączniku 5. Podsumowanie mojego wkładu merytorycznego w powstanie osiągnięcia oraz w rozwój dyscypliny Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport przedstawiłem w pkt. IV.F.5.

IV.C Publikacje wchodzące w skład cyklu powiązanych tematycznie artykułów naukowych

A1.	<p>Roman J. Wróblewski, Jan Gierczak, Piotr Smardz, Andrzej Kmita: Fire and collapse modelling of a precast concrete hall. Structure and Infrastructure Engineering. 2016, vol. 12, nr 6, s. 714-729, 21 rys., 7 tab., bibliogr. [26] poz. ISSN: 1573-2479. Lokalizacja elektroniczna: http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2015.1042885</p> <p>IF(w roku publikacji) = 1,565; Punktacja MNiSW: 25 (maksymalna liczba punktów na liście 50).</p>
A2.	<p>Roman J. Wróblewski, Bohdan Stawiski: Ultrasonic assessment of the concrete residual strength after a real fire exposure. Buildings. 2020, vol. 10, nr 9, art. 154, s. 1-14, 16 rys., 2 tab., bibliogr. 33 poz. ISSN: 2075-5309. Lokalizacja elektroniczna: https://www.mdpi.com/2075-5309/10/9/154 Lokalizacja elektroniczna: http://dx.doi.org/10.3390/buildings10090154</p> <p>IF(w roku publikacji) = 2,648; Punktacja MNiSW: 70 (maksymalna liczba punktów na liście 200).</p>
A3.	<p>Michał Pasztetnik, Roman J. Wróblewski: A literature review of concrete ability to sustain strength after fire exposure based on the heat accumulation factor. Materials. 2021, vol. 14, nr 16, art. 4719, s. 1-35, 30 rys., 16 tab., bibliogr. 125 poz. ISSN: 1996-1944. Lokalizacja elektroniczna: http://dx.doi.org/10.3390/ma14164719 Lokalizacja elektroniczna: https://www.mdpi.com/1996-1944/14/16/4719/pdf</p> <p>IF(w roku publikacji) = 3,748; Punktacja MNiSW 2021: 140 (maksymalna liczba punktów na liście 200).</p>
A4.	<p>Roman J. Wróblewski, Mieczysław Kamiński: Evaluation of safety of RC cooling tower with imperfections. W: Shell structures : theory and applications : proceedings of the 10th SSTA Conference, Gdańsk, Poland, 16-18 October 2013. Vol. 3 / eds. Wojciech Pietraszkiewicz, Jarosław Górski. Leiden : CRC Press/Balkema, cop. 2014. s. 575-578, 5 rys., 1 tab., bibliogr. [9] poz. [obj. 0,5]. ISBN: 978-1-138-00082-7</p> <p>Web of Science, Punktacja MEiN z: 2017: 15 (maksymalna liczba punktów na liście 50).</p>
A5.	<p>Maciej Minch, Roman J. Wróblewski, Andrzej Kmita: Assessment of reinforced concrete sewer after long service: a case study. Urban Water Journal. 2018, vol. 15, nr 5, s. 501-505, 5 rys., bibliogr. [18] poz. ISSN: 1573-062X Lokalizacja elektroniczna: http://dx.doi.org/10.1080/1573062X.2018.1508595 Lokalizacja elektroniczna: https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/1573062X.2018.1508595</p> <p>IF(w roku publikacji) = 2,083; Punktacja MNiSW: 30 (maksymalna liczba punktów na liście 50).</p>
A6.	<p>Roman J. Wróblewski, Rajmund Ignatowicz, Jan Gierczak: Influence of shrinkage and temperature on a composite pretensioned-reinforced concrete structure. Procedia Engineering. 2017, vol. 193, s. 96-103, 8 rys., 1 tab., bibliogr. 9 poz. [obj. 0,5]. ISSN: 1877-7058 International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM'2017. Lokalizacja elektroniczna: http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2017.06.191</p> <p>Web of Science, Punktacja MEiN z: 2017: 15 (maksymalna liczba punktów na liście 50).</p>
A7.	<p>Roman J. Wróblewski, Janusz Kozubal: Finite element and analytical stochastic models for assessment of underground reinforced concrete water storage facilities and results of their application. PLoS ONE. 2019, vol. 14, nr 1, art. e0209916, s. 1-19, 18 rys., 2 tab., bibliogr. 41 poz. ISSN: 1932-6203. Lokalizacja elektroniczna: https://journals.plos.org/plosone/article?id=10.1371/journal.pone.0209916 Lokalizacja elektroniczna: http://dx.doi.org/10.1371/journal.pone.0209916</p> <p>IF(w roku publikacji) = 2,740; Punktacja MNiSW: 100 (maksymalna liczba punktów na liście 200).</p>
A8.	<p>W.B. Cranston, Mieczysław Kamiński, Roman J. Wróblewski: Aggregate interlock in cracked concrete with excessive crack width. Archives of Civil Engineering. 1996, vol. 42, iss. 2, s. 177-193, 11 rys., bibliogr. 23 poz., Streszcz. ISSN: 1230-2945</p> <p>Punktacja MNiSW 1996: brak listy; 2023: 140 (maksymalna liczba punktów na liście 200).</p>

IV.D Realizacje oryginalnego osiągnięcia technologicznego oraz powiązana publikacja

Wykaz obiektów, w których zrealizowano oryginalne osiągnięcie technologiczne.

Pozycja	Obiekt	Charakterystyka systemu
B1.	Stadion Miejski w Tychach (dach ok. 14500 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń i kątów pochylenia wybranych elementów stalowych dźwigarów kratowych zadaszenia trybun.
B2.	Centrum Sportowe UKSW w Warszawie (dach ok. 1440 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń w wybranych elementach stalowych dźwigarów kratowych dachu.
B3.	Centrum Wystawienniczo-Kongresowe w Opolu (dach ok. 3900 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń w wybranych elementach stalowych dźwigarów kratowych dachu.
B4.	Muzeum Historii Polski w Warszawie (dach ok. 8000 m ² , stropy ok. 2300 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń i przemieszczeń (ugięć) w wybranych elementach stalowych dźwigarów kratowych dachu oraz w oparciu o pomiary przemieszczeń (ugięć) w dźwigarach sprężonych stropów z uwzględnieniem zmienności parametrów dźwigarów sprężonych w czasie eksploatacji.
B5.	Hala sportowa z częścią basenową w Mielcu (dach ok. 12400 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń w wybranych elementach stalowych dźwigarów kratowych dachu.
B6.	Stadion miejski im. Kazimierza Górskiego w Płocku (dach ok. 13000 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń i kątów pochylenia wybranych elementów stalowych głównych dźwigarów kratowych zadaszenia trybun oraz w oparciu o pomiary odkształceń w odciągach dźwigarów i w płatwiach.
B7.	Stadion Miejski w Łodzi (dach ok. 22500 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń i kątów pochylenia wybranych elementów stalowych głównych dźwigarów kratowych zadaszenia trybun oraz w oparciu o pomiary odkształceń w odciągach dźwigarów i w zastrzałach łączących dźwigary.
B8.	Stadion Żużlowy w Łodzi (dach ok. 8800 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń i kątów pochylenia wybranych elementów stalowych dźwigarów kratowych zadaszenia trybun.
B9.	Centrum Kulturalno-Edukacyjne w Czerwionce-Leszczynach (dach ok. 3000 m ²)	System działa w oparciu o pomiary odkształceń w wybranych dźwigarach blachownicowych i płatwiach stanowiących konstrukcję dachu.

Publikacja, w której omówiono oryginalne osiągnięcie technologiczne

B10.	Roman J. Wróblewski, Monika Zając, Łukasz Kopij: Monitorowanie dachów związane z obciążeniami śniegiem Przegląd Budowlany. 2013 , nr 11, s. 16-18, 6 rys., bibliogr. 7 poz., Summ. ISSN: 0033-2038 Punktacja MEiN z: 2013: 4;
------	---

IV.E Omówienie merytoryczne publikacji wchodzących w skład cyklu powiązanych tematycznie artykułów naukowych

IV.E.1 Cel i zakres osiągnięcia

Celem mojego osiągnięcia naukowego była identyfikacja odporności istniejących złożonych konstrukcji betonowych na zdarzenia ekstremalne w ujęciu trójskalowym. Cel naukowy osiągnąłem na drodze badań własnych przeprowadzonych na rzeczywistych obiektach budowlanych na poziomie materiału - betonu, na poziomie elementów konstrukcyjnych i na poziomie całych konstrukcji. Badania podjąłem, ponieważ publikacje w tym zakresie są nieliczne oraz po to, aby z oceny odporności obiektów istniejących wyeliminować szczególnie często stosowane aspekty subiektywne, bowiem brak jest zasad oceny odporności konstrukcji istniejących (choć zasady dla obiektów projektowanych istnieją). Taka ocena subiektywna jest najczęściej poparta jedynie doświadczeniem oceniającego. Badania ukierunkowane były więc na uzyskanie informacji dotyczących odpowiedzi konstrukcji, elementów i betonu na zdarzenia ekstremalne z zastosowaniem autorskich modeli badań. Opisy ilościowe uzyskałem w skali materiału i częściowo także elementu i konstrukcji, a jakościowe we wszystkich skalach. Z kolei, jako metody badania odporności wybrałem badania eksperymentalne właściwości betonu i symulacje numeryczne odpowiedzi elementów i konstrukcji na wybrane zdarzenia ekstremalne. Na tej podstawie spodziewałem się też uzyskać odpowiedź na pytanie podstawowe: czy pomimo braku intencjonalnych zabezpieczeń na wypadek zdarzeń ekstremalnych, istniejące, złożone konstrukcje betonowe są w stanie się tym zdarzeniom oprzeć, tj. czy są odporne?

W szczególności celem przeprowadzonych badań było:

- Opracowanie i skalibrowanie modeli obliczeniowych istniejących złożonych konstrukcji betonowych w warunkach zdarzeń ekstremalnych, z wykorzystaniem danych pozyskanych z obiektów.
- Ocena odporności złożonych konstrukcji betonowych na wybrane zdarzenia ekstremalne poprzez badania ich odpowiedzi w symulacjach numerycznych i analizę skutków tych zdarzeń..
- Ustalenie istotnych czynników wpływających na odporność istniejących konstrukcji.
- Ustalenie czy istnieją odrębności pomiędzy konstrukcjami istniejącymi a nowoprojektowanymi w zakresie oceny odporności.
- Opracowanie metody doświadczalnej oceny wpływu wysokiej temperatury wynikającej z pożaru na wytrzymałość resztkową betonu na ściskanie z uwzględnieniem porowatości betonu .
- Ocena i analiza warunków jakie powinien spełniać model oceny wytrzymałości resztkowej betonu na ściskanie po działaniu wysokiej temperatury.
- Uzyskanie odpowiedzi na pytanie czy, pomimo obecności w betonie rys o dużej szerokości rozwarcia, jest on w stanie przenosić obciążenia ścinające.

Badania rozpocząłem od eksperymentalnego określenia zdolności zarysowanego betonu (skala materiału) do przenoszenia obciążeń, co przedstawiono w artykule **A8**. Następnie podjąłem badania w zakresie odporności istniejących konstrukcji na imperfekcje. Wyniki tych prac opublikowałem w artykułach **A4** i **A5**. Dużą część moich badań poświęciłem dociekaniom dotyczącym odporności konstrukcji na działanie pożaru. Jako pierwszy ukazał się artykuł **A1** poświęcony odporności na poziomie konstrukcji i elementów. Konsekwencją tego artykułu były dalsze poszukiwania możliwości oceny odporności w skali materiału za pomocą wytrzymałości resztkowej betonu na ściskanie, co podsumowałem w artykułach **A2** i **A3**. Ostatnią częścią badań była ocena odporności konstrukcji na błędy projektowe i wykonawcze, co opublikowałem w artykułach **A6** i **A7**. Przedstawione dalej omówienie osiągniętych wyników pogrupowałem wg kategorii przywołanych w tym akapicie.

Ogólnym spoiwem wszystkich artykułów jest identyfikacja w istniejących konstrukcjach: na poziomie konstrukcji i elementu - problemów i zjawisk wpływających na odporność, a na poziomie materiału (betonu) – jakościowe i ilościowe opisanie odporności. Odporność badano w związku z wybranymi zdarzeniami ekstremalnymi, jak pożar, imperfekcje, błędy i nadmierna szerokość rozwarcia rys.

IV.E.2 Wprowadzenie do problematyki

Problemy odporności konstrukcji na nieprzewidziane wydarzenia i ich ocena są w przestrzeni publicznej podnoszone najczęściej po zdarzeniach o katastrofalnych skutkach, takich jak wybuchy, ataki terrorystyczne, zdarzenia naturalne (powodzie, huragany lub trzęsienia ziemi), pożary czy katastrofy budowlane lub awarie o znaczących skutkach. Zdarzenia te są jednostkowe, choć nierzadkie, jak wskazuje to np. zestawienie zamieszczone w [1] tylko dla jednego typu konstrukcji budynków. Część z tych zdarzeń jest obecnie uwzględniana bezpośrednio jako obciążenia wyjątkowe, ale część w ogóle nie jest rozpatrywana, albowiem współcześnie stosowane zasady projektowania

zasadniczo obejmują zamknięte zbiory przypadków i rozwiązań. To podejście ewoluuje i stosowane są również rozwiązania zabezpieczające konstrukcje bez rozpatrywania konkretnych zdarzeń. Przykładem praktyki w tym względzie, jest zapobieganie katastrofom postępującym poprzez konstruowanie dodatkowych więzi umożliwiających utworzenie wtórnego ustroju nośnego po zdarzeniu ekstremalnym. Problem nie jest nowy, bowiem pierwsze zasady dotyczące odporności konstrukcji powstały na początku XIX w. w odniesieniu do mostów murowanych. Wiele obserwacji poczyniono podczas II wojny światowej, a rozwój badań przyspieszyły w ostatnim czasie katastrofy: Ronan Piont w 1968 roku, Alfred P. Murrah Federal Building w 1995 roku i World Trade Center w 2001 [2], [3]. W Polsce badania w tym zakresie rozpoczął prof. B. Lewicki [4], a kontynuują prof. A. Cholewicki [5] i prof. W. Starosolski [1].

W tym ujęciu zdarzeniem ekstremalnym jest oddziaływanie lub właściwość konstrukcji, która nie była uwzględniona w projekcie lub była, ale z mniejszą intensywnością. Zbiory typów konstrukcji i możliwych zdarzeń o takim charakterze są pojemne, a oczekiwana właściwość konstrukcji uniwersalna, co czyni zadanie koncepcyjnie trudnym. Konieczne jest np. określenie, kiedy szkody powstałe w konstrukcji należy uznać za nieproporcjonalne do wywołującego zjawiska lub pogodzenie sprzecznych strategii w odniesieniu do kształtowania budynku z uwzględnieniem różnorodnych oddziaływań, np. czy wydzielać wiele niezależnych części konstrukcji, czy też umożliwić redystrybucję w obrębie całej konstrukcji.

Obecnie prowadzone badania zmierzają przede wszystkim do określenia zasad i miar, które mogłyby być zastosowane przy wznoszeniu nowych obiektów, tak aby były one odporne na zdarzenia wykraczające poza zakres uwzględniony w projekcie. Taka odporność funkcjonuje w języku angielskim jako *robustness*. W pkt. 2.2(5) pp. e polskiej wersji normy [6] wprowadzono pojęcie „zwarłości”, z kolei w normie [7] „odporności”, a w [5] „ogólnej spójności konstrukcyjnej”.

W literaturze i przepisach nie istnieje jedna spójna definicja odporności, zwarłości czy ogólnej spójności konstrukcyjnej (ang. *robustness*) w odniesieniu do konstrukcji. Funkcjonują różne opisy i definicje odporności, które można znaleźć w wielu publikacjach ogólnych i szczegółowych, np. [5], [7], [8], [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16]. W opisach pojęcie odporności jest interpretowane na różne sposoby: jako cecha przynależna tylko konstrukcji, inne zaś nie wprowadzają tego ograniczenia, w części odporność jest definiowana w oderwaniu od zdarzeń, a w innych wprost przeciwnie. Jednakże w każdym z opisów chodzi o zdolność do tolerancji błędów i uszkodzeń. W ujęciu systemowym, słabość istniejących konstrukcji budowlanych może polegać między innymi na tym, że uszkodzenie jednego elementu może prowadzić do poważnej dysfunkcji całego systemu konstrukcyjnego. Problem może leżeć np. w skali złożoności systemu, zwielokrotniania funkcji i ich zastępowalności. W mojej ocenie, pojęcie określane w języku angielskim jako *robustness* najlepiej oddaje polskie słowo odporność i jest to cecha przynależna konstrukcji oraz niezależna od zdarzeń.

W literaturze funkcjonują również pojęcia pokrewne, które są bardziej szczegółowe i mogą składać się na szerszy opis odporności konstrukcji i jej elementów składowych, są to przede wszystkim: podatność (ang. *vulnerability*), zdarzenie ekstremalne, zagrożenie (ang. *hazard*), ryzyko (ang. *risk*), katastrofa nieproporcjonalna, katastrofa postępująca, ciągliwość (ang. *ductility*), ciągłość konstrukcji (ang. *structural continuity*), integralność konstrukcji (ang. *structural integrity*), prężność (ang. *resilience*) i nadmiarowość konstrukcji (ang. *structural redundancy*). Omówienie wielu przywołanych pojęć można znaleźć np. w pracach [10], [17], a w [18] również strategię zapewnienia odporności konstrukcji. Z kolei w [2] znaleźć można szeroki przegląd publikacji związanych z omawianą tematyką.

Problem z konstrukcjami istniejącymi jest podwójny: po pierwsze nie mają one najczęściej intencjonalnych zabezpieczeń przed zdarzeniami ekstremalnymi, a po drugie prawdopodobieństwo wystąpienia takiego zdarzenia wzrasta z czasem. Potrzeba analizy tego problemu jest więc, w mojej ocenie, istotna z punktu widzenia bezpieczeństwa obiektów, jak i z punktu widzenia optymalnej strategii przetrwania zdarzenia czy zdarzeń ekstremalnych.

Strategie podstawowe dotyczące przetrwania zdarzeń ekstremalnych mogą być różne w zależności od częstotliwości występowania tych zjawisk. Gdy są częste, zasoby zużywane na wzmocnienia i bieżące naprawy mogą być duże i wówczas optymalną strategią dostosowania jest wznoszenie konstrukcji tanich, które łatwo można zastąpić nowymi lub budowa kosztownych obiektów, które przetrwają bez znaczących uszkodzeń wiele zdarzeń ekstremalnych. W przypadku rzadkiego występowania zdarzeń ekstremalnych optymalną strategią wydaje się być budowa takich systemów konstrukcyjnych, których części zużywają się równomiernie i które są w stanie przetrwać jednostkowe zdarzenie ekstremalne o niskim prawdopodobieństwie wystąpienia.

W odniesieniu do konstrukcji betonowych, funkcjonuje obecnie metoda bezpośrednia i metody pośrednie zapewniające odporność projektowanych konstrukcji. Metoda bezpośrednia jest stosowana i polega na uwzględnieniu zamkniętego zbioru scenariuszy oddziaływań na konstrukcję poprzez np. oddziaływania wyjątkowe (np. wg [6] wraz z [7], [19] i [20]), co w połączeniu z zasadami konstruowania zapewnia wymagany poziom bezpieczeństwa. Główną wadą tej metody jest zamknięty zbiór przypadków, a więc w sensie ogólnym tak zaprojektowana konstrukcja może mieć ograniczoną odporność, zwłaszcza na przypadki błędów (w projekcie i wykonaniu). Z drugiej strony metoda ta może być efektywna w ocenie odporności istniejących konstrukcji, ze względu na możliwość identyfikacji konkretnych problemów wywołanych działaniem ekstremalnym. Możliwe jest zbadanie czy konstrukcja jest odporna poprzez np. symulacje numeryczne, co zastosowałem w omawianym osiągnięciu w artykułach **A1, A4, A5, A6 i A7**.

Metody pośrednie, dzięki którym intencjonalnie zwiększana jest odporność konstrukcji polegają na wykorzystaniu rozwiązań konstrukcyjnych o udowodnionej skuteczności i ogólnym znaczeniu, bez uwzględnienia konkretnych scenariuszy ryzyka i bez konieczności ilościowego sprawdzania, czy spełnione są wymagania dotyczące odporności [10]. Wśród tych metod wymienia się najczęściej metodę alternatywnych ścieżek obciążenia, która wymaga, aby w konstrukcji mogły wytworzyć się lub istniały wtórne ustroje nośne (lub inaczej alternatywne schematy równowagi). Uaktywnienie wtórnego ustroju nośnego może wymagać obecności materiałów o dużej odkształcalności i/lub ciągliwości [5], odpowiedzi konstrukcji w zakresie nieliniowym geometrycznie i/lub materiałowo [10], zmian właściwości materiałów w zależności od temperatury i prędkości przyrostu odkształceń oraz może wiązać się z redystrybucją sił wewnętrznych. Taka odpowiedź wymaga zapewnienia nadmiarowości konstrukcji, np. poprzez obecność ukrytych rezerw nośności [5]. W odniesieniu do niektórych, projektowanych konstrukcji betonowych, np. w [21] podano wariant normatywny, polegający na zastosowaniu systemów wiążących i wieńców. W wariacie ogólnym, metoda może być obliczeniowo pracochłonna, bowiem polega na symulacji zagrożeń (np. usunięcie słupa).

Inną stosowaną metodą jest też podział obiektu na segmenty, ale w przypadku obiektów istniejących zastosowanie jest znikome, podobnie jak w przypadku metody elementu kluczowego (lub kluczowej części konstrukcji), ponieważ wymagają one wprowadzenia zmian do ustroju konstrukcyjnego, co jest możliwe w czasie modernizacji.

Skuteczną strategią, ujętą również w [7], ale nie będącą metodą pośrednią, jest też wprowadzenie dodatkowych zabezpieczeń lub środków o charakterze niekonstrukcyjnym, tak aby ograniczyć ryzyko wystąpienia zdarzenia ekstremalnego, np. poprzez wprowadzenie odśnieżania dachu. Istnieje również strategia tzw. wentyli, która polega na celowym osłabieniu niekonstrukcyjnych części obiektu tak, aby w przypadku wybuchu rozładować ciśnienie.

Koncepcja odporności lub ograniczenie ryzyka oraz powiązane zasady projektowania dotyczą najpowszechniejszych typów konstrukcji. Opracowanie zasad ogólnych nie wydaje się osiągalne w ramach sztywnych zasadach projektowania, gdyż z jednej strony wymagane jest stosowanie ograniczonej analizy, a z drugiej należą wyjść poza konwencjonalne przypadki. Dlatego ważnym spostrzeżeniem opisanym w [16] i [22] jest możliwość rozpatrywania odporności w konstrukcji na różnych poziomach czy skalach systemu konstrukcyjnego, co zastosowałem w moim osiągnięciu. Dla każdego poziomu stosowane są różne metody w celu zapewnienia odporności. Istniejące obecnie metody zostały wypracowane pod kątem odporności całego budynku, podczas gdy niewątpliwie istnieją metody zapewnienia odporności dla lokalnych podsystemów.

Do formalnych opisów odporności stosowane są podejścia deterministyczne jak i probabilistyczne. Ilościowe określenie odporności może być kluczowym elementem oceny ryzyka. Cechy miar odporności zostały omówione w [23] i [12], a szczegółowe opisy w artykułach [2], [14], [24] i [25]. Jak dotąd, zadowalające miary odporności jeszcze nie istnieją. Określenie odporności konstrukcji istniejącej tylko jedną liczbą nie wydaje się optymalne, stąd rozpatrywanie odporności w różnych skalach daje więcej informacji. Istniejące konstrukcje omawiane są w węższych aspektach, jak np. korozja [25], [26] i degradacja betonu [26]. W [26] omówiono również wpływ globalnych i lokalnych uszkodzeń wybranych elementów konstrukcji. Artykuły stanowiące moje osiągnięcie rozpatrują inne problemy (pożary, imperfekcje, błędy, nadmierne zarysowanie) odnoszące się do odporności. W omawianej dziedzinie badania nie są jeszcze zaawansowane. Spodziewam się, że wraz z rozwojem badań nad odpornością konstrukcji, będzie możliwe syntetyczne ujęcie problemu w odniesieniu do obiektów istniejących.

Uzasadnionym jest, więc uzyskanie postępu na drodze analizy przypadków i testowania nowych rozwiązań, tak aby wypracować strategię redukcji ryzyka z wykorzystaniem rezerw konstrukcji, co zademonstrowano w publikacjach wchodzących w skład osiągnięcia naukowego. Tak więc, w konstrukcjach istniejących, taką strategią może być identyfikacja rezerw oraz zagrożeń.

W prezentowanym osiągnięciu zbadałem kilka typów istniejących konstrukcji, w których nie zastosowano intencjonalnie dodatkowych zabezpieczeń związanych z odpornością. Dobór obiektów podyktowany był ich dostępnością, ponieważ analizowane były przypadki rzeczywiste. I tak analizie poddano kolejno:

- a. Oddziaływanie wysokiej temperatury wynikającej z pożaru i jej konsekwencje dla konstrukcji prefabrykowanej (**A1**);
- b. Oddziaływanie wysokiej temperatury wynikającej z pożaru i jej konsekwencje dla wytrzymałości resztkowej betonu (**A2 i A3**);
- c. Wpływ imperfekcji w postaci uszkodzeń i zmian geometrii na konstrukcje powłokowe (**A4 i A5**);
- d. Wpływ błędów projektowych i wykonawczych na złożone konstrukcje prefabrykowane (**A6 i A7**);
- e. Wpływ nadmiernego zarysowania betonu na jego zdolność betonu do przenoszenia obciążeń jako częste zjawisko występujące podczas i po zdarzeniach ekstremalnych (**A8**).

Odpowiedzi i stan rzeczywistych konstrukcji oraz właściwości betonu po rzeczywistym zdarzeniu ekstremalnym są stosunkowo rzadko analizowane ze względu na ograniczoną dostępność takich przypadków. Dodatkową trudność w takich sytuacjach sprawia oszacowanie oddziaływań (wartość, rozkład, czas działania). W takich warunkach wykorzystywanie informacji literaturowych jest obciążone niepewnością. Co więcej, należy liczyć się ze zmiennością przestrzenną nie tylko oddziaływań, ale i odpowiedzi materiałów i samej konstrukcji. Jak dotąd nie przeprowadzono jeszcze szerszych badań odporności konstrukcji istniejących, tym samym prezentowane osiągnięcie ma charakter eksploratorski.

W kolejnych częściach autoreferatu omówiłem merytorycznie artykuły wchodzące w skład osiągnięcia podporządkowując opis zdarzeniom ekstremalnym.

IV.E.3 Odporność konstrukcji betonowych i betonu na działanie wysokiej temperatury w warunkach pożaru (artykuły A1, A2 i A3)

A1. Roman J. Wróblewski, Jan Gierczak, Piotr Smardz, Andrzej Kmita: Fire and collapse modelling of a precast concrete hall. Structure and Infrastructure Engineering. 2016, vol. 12, nr 6, s. 714-729.

Obecnie beton zapewnia najlepszą ognioodporność spośród typowych materiałów konstrukcyjnych stosowanych w budownictwie. Jego wytrzymałość degradowa się wolniej wraz ze wzrostem temperatury niż w przypadku drewna i stali. Praktyka dotycząca wpływu pożaru opiera się często na oszacowaniu temperatury powierzchni betonu na podstawie jej koloru po pożarze [27]. Elementy, w których stwierdzono zmiany świadczące o podgrzaniu do temperatury powyżej 300 °C są usuwane. Prowadzi to do pytań postawionych w **A1**: jaka jest jej odporność konstrukcji na takie zdarzenie ekstremalne i czy taka konstrukcja może być użytkowana po pożarze?

Dotychczas opisano kilkakrotnie rzeczywiste pożary konstrukcji betonowych pod kątem przyczyn i skutków pożaru [28],[29],[30] i [31]. Podejmowane są też próby porównania odpowiedzi konstrukcji w badaniach z symulacją numeryczną pojedynczych elementów i części konstrukcji [28],[32],[33],[34] i [35], ale symulacje rzeczywistych pożarów wymagają odtworzenia obciążenia konstrukcji w oparciu o analizę rozprzestrzeniania się pożaru. Jeżeli pożądanym jest przeanalizowanie interakcji pomiędzy poszczególnymi elementami konstrukcyjnymi, należy również przeprowadzić analizę globalnego zachowania się konstrukcji [32],[36],[37] i [38]. W artykule **A1** przedstawiłem całościowy obraz zachowania się istniejącej konstrukcji betonowej w czasie i po zdarzeniu ekstremalnym jakim był pożar. Zastosowałem symulacje numeryczne do oceny efektów pożaru, a ocenę oparłem na obserwacjach in-situ i wynikach symulacji.

W **A1** skupiłem się na analizie globalnej jednego z segmentów betonowej konstrukcji ramowej ze słupami i płytami dachowymi żelbetowymi oraz kablobetonowymi dźwigarami dachowymi. Konstrukcja ta przetrwała kilka godzin od rozpoczęcia pożaru. Symulacje podzieliłem na trzy części: analizę CFD (*computational fluid dynamics*) rozkładu temperatury w budynku, analizę niestacjonarnych pól temperatury w przekrojach elementów konstrukcyjnych oraz globalną analizę całego budynku. W ten sposób uzyskałem deformacje konstrukcji, które porównałem z deformacjami zmierzonymi w obiekcie. W symulacjach połączyłem więc wiele aspektów pożaru i odpowiedzi materiałów, elementów i konstrukcji, przy czym najwięcej wysiłku włożyłem w modelowanie wpływu temperatury na

stal sprężającą i beton, jako kluczowe czynniki wpływające na odpowiedź konstrukcji. Z wyjątkiem symulacji CFD, samodzielnie przygotowałem pozostałe modele obliczeniowe i przeprowadziłem symulacje konstruując narzędzie do oceny odporności konstrukcji.

Z symulacji CFD uzyskano rozkłady temperatury gazów w czasie rozwoju pożaru i w okresie jego wypalenia, co istotnie różni się od podejścia stosowanego przy projektowaniu [19]. Maksymalne temperatury gazu (ok. 1200 °C) uzyskano w obszarze pełnego rozwoju pożaru. Natomiast w znacznej części budynku, temperatury w poziomie dźwigarów dachowych były znacznie niższe. Nie mniej jednak przekraczały 500 °C. Ze względu na obecność zbrojenia sprężającego i statycznie wyznaczalny schemat oparcia dźwigarów dachowych, ten poziom temperatury przekracza poziom krytyczny (350 °C) dla bezpieczeństwa konstrukcji dachu i mógł zdecydować o jej katastrofie. Konstrukcja mogłaby ewentualnie przetrwać wyższe temperatury, gdyby wydłużenia dźwigarów były ograniczone [30].

Pas dolny kablobetonowych dźwigarów dachowych był najbardziej wrażliwym na działanie temperatury elementem konstrukcyjnym. Z obliczeń niestacjonarnego przepływu ciepła, uzyskałem szybki wzrost temperatury w kablach sprężających, pomimo obecności otaczającego betonu. Beton w tym elemencie stanowi jedynie ochronę antykorozyjną dla stali sprężającej i powinien być zawsze ściskany ze względu na styki segmentów. Siła sprężająca przy temperaturze w cięgnach powyżej 350 °C znika, a symulacje rozkładów temperatury w przekroju pasa dolnego, wskazały, że temperatura mogła przekroczyć nawet 390 °C. Duże obciążenie dźwigarów w czasie pożaru i po nim (działały wszystkie obciążenia poza śniegiem) doprowadziło do otwarcia styków w pasach dolnych (Rys. 1). W czasie pożaru spowodowało to wzrost temperatury stali sprężającej, co przełożyło się na spadek jej wytrzymałości (dla 400 °C wytrzymałość jest dwukrotnie mniejsza niż w temperaturze pokojowej [39]), co z kolei doprowadziło do utraty nośności dźwigarów i zawalenia się części dachu. Z obserwacji poczynionych w czasie trwania pożaru wynikało, że nie była to katastrofa postępująca, a jedynie rozłożona w czasie (podczas i po pożarze) seria lokalnych uszkodzeń.



Rys. 1. Trwale otwarty styk w pasie dolnym dźwigara kablobetonowego. A1

Z kolei na podstawie symulacji niestacjonarnego przepływu ciepła w przekrojach słupów stwierdziłem, że temperatury intensywnie obniżają się wraz z odległością od powierzchni ogrzewanej i w związku z tym utrata nośności spowodowana obniżeniem wytrzymałości betonu i stali nie jest znacząca. Natomiast, po oględzinach konstrukcji, istotne okazało się odłupywanie otuliny betonowej prowadzące do bezpośredniego narażenia zbrojenia na działanie wysokich temperatur.

Do weryfikacji poprawności wykonanych symulacji posłużyłem się pomiarami wychyleń słupów i pomiarami ugięć dźwigarów sprężonych. Obliczone wartości przemieszczeń słupów okazały się mniejsze niż rzeczywiste, co wskazuje, że temperatura w czasie pożaru i katastrofa dachu wywołały większe siły poziome niż uzyskałem w symulacji. Z kolei część obliczonych ugięć dźwigarów dachowych zachowała tę samą tendencję co ugięcia zmierzone w budynku, co może dowodzić, że rozkład temperatury uzyskany w modelu CFD był prawidłowy. Jednak różnice w wartościach ugięć mogą wskazywać na konieczność zaktualizowania samych temperatur np. poprzez wydłużenie czasu obliczeń. Porównanie ugięć obliczonych i zmierzonych sugeruje ponadto, że duża część deformacji termicznych jest odwracalna.

Według symulacji przedstawionych w **A1** jak i w rzeczywistości konstrukcja została zniszczona, ale zanim do tego doszło, zapewniła warunki do ewakuacji. Warto zauważyć, że skutecznym zabezpieczeniem przed katastrofą postępującą okazały się żelbetowe płyty dachowe połączone w jeden system konstrukcyjny ze sobą i z dźwigarami sprężonymi, co dało niezamierzony efekt zespolenia. Należy, więc wskazać to rozwiązanie konstrukcyjne jako istotne

z punktu widzenia odporności konstrukcji. Drugim rozwiązaniem, które skutecznie może zapobiec katastrofie jest zwiększenie sztywności słupów (zwłaszcza skrajnych) w płaszczyźnie dźwigarów sprężonych, co ograniczałoby ich wydłużenia i zwiększało nośność.

Ponieważ po badaniach zamieszczonych w artykule **A1** pozostały wątpliwości dotyczące metod oceny skutków oddziaływania pożaru, w pracach **A2** i **A3** podjąłem próby oceny odporności betonu i wpływu pożaru poprzez badania i opis wytrzymałości resztkowej betonu jako parametru, który może jednoznacznie wskazywać na stopień degradacji tego materiału i jest jednym z czynników istotnie wpływających na odporność konstrukcji.

A2. Roman J. Wróblewski, Bohdan Stawiski: Ultrasonic assessment of the concrete residual strength after a real fire exposure. Buildings. 2020, vol. 10, nr 9, art. 154, s. 1-14.

W artykule **A2** przedstawiłem badania doświadczalne i analizy wytrzymałości resztkowej betonu poddanego działaniu rzeczywistego pożaru. Pochodzenie próbek istotnie odróżnia te badania od szerzej podejmowanych prób badania wytrzymałości na próbkach wygrzewanych w piecach. W rzeczywistych zdarzeniach pożar przemieszcza się, co powoduje, że reakcje materiałów i konstrukcji różnią się w przestrzeni, więc ocena wpływu wysokiej temperatury może być dokonana prawie wyłącznie na podstawie badań nad pogorszeniem się właściwości materiałów lub na podstawie uszkodzeń i zniszczeń [40], [41], [29] i [42]. Należy także wziąć pod uwagę, że wysoka temperatura może oddziaływać na jedną powierzchnię zewnętrzną i zmiany właściwości materiałów będą zależały od odległości od tej powierzchni, co uwzględniłem w artykule **A2**.

Do badania wytrzymałości resztkowej betonu można stosować metody sklerometryczne [43] oraz wykorzystujące ultradźwięki (UPV) [44], [45], [43], [46] i [47], ale tylko do temperatury 600 °C [45] i [43], co jest wystarczające w przypadku pożaru zewnętrznego. W **A2** analizowałem wytrzymałość resztkową betonu pozyskanego z konstrukcji budynku, w którym wybuchł pożar zewnętrzny w czasie budowy. Zbadano degradację wytrzymałości betonu na grubości próbek za pomocą metody ultradźwiękowej skalibrowanej za pomocą badań niszczących. Wykorzystano punktowe głowice, które umożliwiły pomiary co 10 mm. W wynikach badań uwzględniono dodatkowo efekt związany z porowatością betonu. Kolejnym celem było ustalenie położenia strefy, w której wytrzymałość betonu nie uległa zmianie. Taka informacja może być niezbędna np. do oszacowania odporności konstrukcji na pożar.

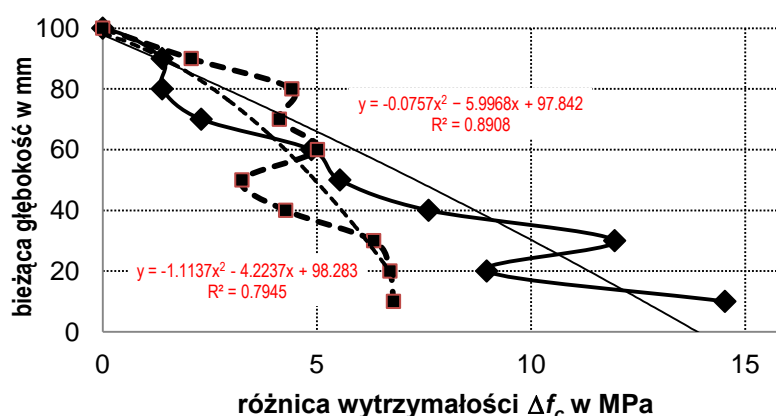
Zmiany struktury betonu w obrębie elementów monolitycznych są nieuniknione z powodów technologicznych, a porowatość ma istotny wpływ na wytrzymałość betonu na ściskanie. Uchwycenie tego wpływu ilościowo jest trudne ze względu na sposób prowadzenia badań wytrzymałości i losowe właściwości betonu. Wyniki przedstawione w [48] i [49] dowodzą, że w betonach zwykłych o różnej wytrzymałości i wieku nie poddanych działaniu wysokiej temperatury, wytrzymałość w warstwach górnych może być do ok. 50% mniejsza niż w warstwach dolnych, a w środkowej części próbki (tj. pomiędzy ¼ a ¾ długości próbki) jest mniejsza średnio o 25%. Mając to na uwadze, redukcja wytrzymałości betonu w warstwie górnej o więcej niż 50% maksymalnej wytrzymałości może być bez dodatkowych informacji uznana za efekt pożaru. Mniejsze redukcje można przypisać porowatości lub pożarowi, ale ich pochodzenie pozostaje nieznanne, o ile nie uzyska się danych dotyczących wpływu porowatości.

Efekt zmierzony w jednej z próbek (nr 008) zinterpretowano jako wynik pożaru, ponieważ wytrzymałość betonu w środku próbki rdzeniowej wynosiła 30 MPa, co oznacza obniżenie wytrzymałości o 25%. Stwierdzono więc, że wpływ wysokiej temperatury na beton może być ograniczony do 30 ± 5 mm, ponieważ na tej głębokości wytrzymałość wynosi 23 MPa, czyli 50% wartości najwyższej, a korzystając z funkcji regresji, 23 MPa uzyskano na głębokości 38 mm. Takie oszacowanie było dla mnie niewystarczające w związku z tym zastosowałem porównanie z wynikami uzyskanymi z próbki niepoddanej wpływowi wysokiej temperatury (nr 011/2). Okazało się, że negatywny wpływ temperatury może sięgać nawet 60 mm (Rys. 2). Na tej głębokości spadek wytrzymałości mierzony różnicą :

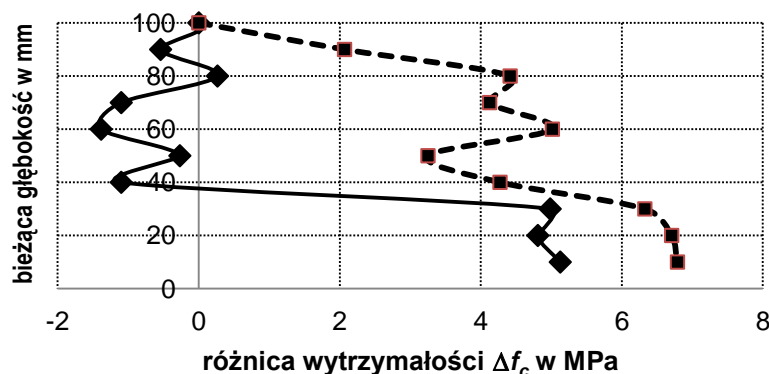
$$\Delta f_c = f_c(\text{głębokość} = 100 \text{ mm}) - f_c(\text{bieżąca głębokość})$$

w próbce nr 008 stał się większy niż w próbce nr 011/2. Z porównania funkcji regresji uzyskano z kolei głębokość 85 mm. Przedstawioną metodę należałoby jeszcze zweryfikować statystycznie, czego nie można było zrobić ze względu na niewystarczającą liczbę próbek. Niemniej jednak w mojej ocenie metoda oparta na różnicach Δf_c jest bardziej wiarygodna niż szacowanie wpływu porowatości na poziomie 50%. Po zastosowaniu tej samej metody do innej próbki (nr 007) stwierdzono, że spadek wytrzymałości jest efektem związanym z porowatością, ponieważ

z obserwacji różnic Δf_c (Rys. 3) wynika, że w tej próbce są one mniejsze niż w przypadku próbki nienaruszonej (nr 011/2).



Rys. 2. Rozkład różnicy wytrzymałości betonu na ściskanie w próbkach pobranych z płyty w miejscu narażonym na działanie pożaru (próbka 008 – linia ciągła) i miejsca nie narażonego na działanie pożaru (próbka 011/2 – linia przerywana). ($\Delta f_c = f_c(\text{głębokość} = 100 \text{ mm}) - f_c(\text{bieżąca głębokość})$) **A4**



Rys. 3. Rozkład różnicy wytrzymałości betonu na ściskanie w próbkach pobranych z płyty w miejscu narażonym krótko na działanie pożaru (próbka 007 – linia ciągła) i miejsca nie narażonego na działanie pożaru (próbka 011/2 – linia przerywana). ($\Delta f_c = f_c(\text{głębokość} = 100 \text{ mm}) - f_c(\text{głębokość})$) **A4**

Dodatkowe informacje na temat pola temperatury wewnątrz elementu pozyskałem z analizy niestacjonarnego przepływu ciepła wykonanej metodą elementów skończonych. Zakładając, że wytrzymałość betonu na ściskanie zaczyna spadać w temperaturze ok. 200 °C, oszacowałem czas ekspozycji na wysoką temperaturę oraz zasięg negatywnego wpływu wysokiej temperatury na wytrzymałość betonu. Przy uwzględnieniu modelu pożaru zewnętrznego według [19], czas ekspozycji nie był dłuższy niż ok. 2400 s - 3600 s, a zasięg strefy (zmiennej w czasie), w której temperatura przekraczała 200 °C wynosił na przykład 5 mm po 1000 s, a po 3300 s już 30 mm.

Zastosowana przeze mnie metoda łącząca pomiary nieniszczące (UPV) wytrzymałości betonu oraz analizę numeryczną niestacjonarnego przepływu ciepła może być zastosowana do oceny wytrzymałości betonu na grubości elementu. Metoda może mieć duże znaczenie praktyczne i może zastąpić wizualną ocenę wytrzymałości na podstawie zmiany koloru betonu. Wyniki niszczących badań UPV można uznać za wiarygodne, jeżeli uwzględni się obniżenie wytrzymałości wynikające z jego porowatości. Muszą być one poparte badaniami niszczącymi na próbkach nienarażonych na działanie pożaru. Przedstawiona w **A2** metoda nie rozwiązuje jednak problemu lokalizacji miejsc pobierania próbek, co wymaga przeprowadzenia dalszych analiz, ale sugeruje się, aby zmiana koloru betonu była pierwszą metodą wyboru miejsc pobierania próbek.

Wyniki, jakie uzyskałem w **A2**, potwierdzają, że beton poddany działaniu pożaru może być efektywnie wykorzystany jako materiał dający konstrukcji odporność, jednak ilościowe oszacowanie wytrzymałości betonu po takim zdarzeniu

wymaga uwzględnienia co najmniej trzech czynników: pola temperatury gazów w czasie pożaru, pola temperatury wewnątrz materiału i zmian jego porowatości, co może być zadaniem żmudnym w przypadku dużych konstrukcji.

A3. Michał Pasztetnik, Roman J. Wróblewski: *A literature review of concrete ability to sustain strength after fire exposure based on the heat accumulation factor. Materials. 2021, vol. 14, nr 16, art. 4719, s. 1-35.*

W artykule **A3** przeprowadzono wieloparametrową ocenę wytrzymałości resztkowej betonu. W tym artykule opracowałem między innymi model badań oraz sformułowałem postulaty dotyczące wymagań, jakie powinien spełniać model wytrzymałości resztkowej betonu, co przedstawiono w pkt. IV.E.7. Artykuł **A3** jest rozszerzeniem doświadczalnej oceny wytrzymałości resztkowej betonu przedstawionej w **A2** o rozpoznanie teoretyczne.

Niezależnie od metody badania wytrzymałości, uzyskany wynik jest uśredniony na jakimś obszarze. Po oddziaływaniu wysokiej temperatury zespół wielu dodatkowych czynników wpływa na właściwości betonu, oprócz czynników pierwotnych wynikających np. z jego składu i zagęszczenia, co czyni zadanie sformułowania modelu wytrzymałości betonu skomplikowanym. Tymczasem zapewnienie precyzyjnych informacji do obliczeń konstrukcyjnych może być kwestią podstawową. Przy obecnym stanie wiedzy brakuje jednak modeli umożliwiających ocenę wytrzymałości resztkowej betonu, co tym bardziej jest istotne, że bezpośrednia ocena skutków pożaru w konstrukcji jest najczęściej wyrywkowa i dodatkowo może być utrudniona z uwagi na brak dostępu lub pozostałości innych materiałów na powierzchni.

Ponieważ dostępne badania nie pozwalają na jednoznaczne wyodrębnienie wszystkich istotnych czynników wpływających na wytrzymałość resztkową w **A3** przeprowadzono ocenę własną opartą o współczynniki korelacji. Analizowano kolejno następujące czynniki:

1. Maksymalna temperatura podczas nagrzewania

Wyniki dostępnych badań wskazują, że względna utrata wytrzymałości jest wyższa dla betonu wysoko wytrzymałego (HSC) niż dla betonu normalnej wytrzymałości (NSC). Stwierdzono silną korelację pomiędzy względną wytrzymałością resztkową a maksymalną temperaturą, a wartość współczynnika korelacji Kendalla wskazuje na zależność monotoniczną. Przepuszcza się, że funkcja opisująca wytrzymałość resztkową dla temperatur poniżej 300°C i powyżej 750°C może być zależna tylko od temperatury szczytowej, a dla zakresu temperatur 300 - 750°C, taka funkcja wymaga uwzględnienia także innych czynników. Jednak sytuację komplikuje schładzanie wodą, co opisano w pkt. 3.

2. Czas nagrzewania

Czas utrzymywania maksymalnej temperatury ma, istotny wpływ na wytrzymałość resztkową betonu [50], [45], [51] i [52]. Oprócz wpływu czasu nagrzewania dostrzega się również, że największy spadek występuje w przypadku dwóch pierwszych godzin nagrzewania. Po analizie statystycznej stwierdzono silną ujemną, monotoniczną i liniową korelację pomiędzy wytrzymałością resztkową a czasem nagrzewania (współczynniki Pearson'a -0,98, Spearman'a -0,86 i Kendall'a -0,75). Dodatkowe znaczenie ma czas, jaki upłynął od wystudzenia betonu.

Dostępne badania wykazują duży rozrzut wyników co sugeruje, że funkcja opisująca wytrzymałość resztkową nie powinna być oparta wyłącznie na czasie nagrzewania. Jak stwierdzono w **A3** po analizie badań, pochodna tej funkcji po czasie jest najprawdopodobniej stała w dwóch segmentach (0 – 2 godziny i powyżej 2 godzin) i nie zależy od wartości temperatury maksymalnej. Stała wartość pochodnej daje możliwość wyodrębnienia wpływu czasu nagrzewania na wytrzymałość resztkową w postaci współczynnika.

3. Warunki schładzania

Po nagrzaniu element poddany działaniu wysokiej temperatury jest w badaniach laboratoryjnych schładzany na jeden z trzech podstawowych sposobów:

- Powolne chłodzenie środowiska wysokotemperaturowego (warunki we wnętrzu elementu po pożarze).
- Chłodzenie w temperaturze otoczenia (warunki na zewnętrznych częściach elementów po pożarze).
- Chłodzenie wodą (schładzanie podczas akcji gaśniczej na zewnętrznych częściach elementów po pożarze).

Większość z dotychczasowych badań wskazuje, że degradacja wytrzymałości betonu zależy od rodzaju chłodzenia [53]. Z kolei w przypadku schładzania wodą nie stwierdzono istotnego wpływu maksymalnej temperatury na wytrzymałość resztkową, a dominującym czynnikiem był czas schładzania [53], [54], [55], [56] i [57]. Do zmian wytrzymałości betonu przyczyniają się procesy chemiczne w postaci dehydratacji i rehydratacji CaO w $\text{Ca}(\text{OH})_2$ oraz uszkodzenia wewnętrznej struktury spowodowane gradientem temperatury [53], [58] i [59]. Wolniejszy proces chłodzenia skutkuje dłuższą ekspozycją na wysokie temperatury i dłuższą dehydratacją i powstawaniem mikropęknięć wewnętrznych. Wpływ dehydratacji na redukcję wytrzymałości jest większy niż mikropęknięć, ale jest on odwracalny, co powoduje, że po dłuższym czasie różnica wytrzymałości resztkowej spowodowana metodą chłodzenia jest minimalna. Z praktycznego punktu widzenia najistotniejsze wydają się informacje zebrane podczas badań nad powolnym chłodzeniem środowiska wysokotemperaturowego, ponieważ wewnętrzne części konstrukcji ulegają potencjalnie najmniejszym uszkodzeniom.

4. Warunki ponownego dojrzewania betonu po schłodzeniu

Najistotniejszym czynnikiem w procesie rehydratacji cementu jest wilgotność. Pełna regeneracja jest niemożliwa, ale właściwości mechaniczne mogą powrócić do bardzo wysokiego poziomu. Podobnie, jak w przypadku schładzania, również warunki ponownego dojrzewania można podzielić na trzy podstawowe kategorie [60], które różnią się dostępem do wody: dojrzewanie wodne, dojrzewanie powietrzno-wodne i dojrzewanie w powietrzu. Regułą jest, że większa wilgotność daje lepsze rezultaty, sięgające ponad 100% (w stosunku do uzyskanej bezpośrednio po ogrzewaniu). W dostępnych badaniach udowodniono, że najszybszy wzrost wytrzymałości ma miejsce w pierwszych 7 dniach po schłodzeniu, później następuje spowolnienie wg funkcji logarytmicznej. Wyznaczona w **A3** korelacja czasu ponownego dojrzewania i wytrzymałości resztkowej wykazuje zależność dodatnią. Wartości współczynników korelacji (na poziomie 0,6 – 0,8) sugerują, że istnieje zależność monotoniczna, ale nie musi być ona liniowa. Należy jednak zauważyć, że w betonie podgrzanym do temperatury poniżej 300 °C można zaobserwować ciągle pogarszanie się jego stanu z powodu ekspansji wywołanej siarczanami [61]. Zjawisko to może ograniczyć przyrost wytrzymałości resztkowej i ogranicza możliwość zastosowania takiego materiału.

5. Porowatość

Porowatość (i pochodne tej właściwości, jak wielkość i rozkład porów) to podstawowy czynnik wpływający w ogóle na wytrzymałość betonu. Działanie wysokiej temperatury powoduje wzrost porowatości [60] i [62]. Przy czym do 200 °C (lub do 400 °C [63]) obserwuje się nieznaczne rozszerzanie się zaczynu cementowego, po czym w wyższych temperaturach następuje jego gwałtowny skurcz. Rehydratacja powoduje zmniejszenie porowatości. Można więc zauważyć, że przy dostatecznej ilości wody, zwiększona porowatość może zostać obniżona do poziomu sprzed ogrzewania (ale tylko dla temperatur maksymalnych poniżej 800 °C).

Współczynniki korelacji, przedstawione w **A3**, pomiędzy porowatością po ekspozycji, a wytrzymałością resztkową wykazują istotny ujemny wpływ porowatości (współczynnik Pearsona -0,697). Związek ten może być nieliniowy, gdyż współczynniki Pearsona i Spearmana nie mają wysokich wartości (współczynnik Spearmana - 0,755).

6. Wytężenie betonu

Ściskanie w betonie ogranicza spadek jego wytrzymałości resztkowej [64], [65] i [66]. Ten sam efekt osiąga się poprzez ograniczenie odkształceń w betonie, gdyż, jak się przypuszcza, zmniejsza to liczbę uszkodzeń (mikrorys) w strukturze wewnętrznej. Badania w tym zakresie są nieliczne, a znaczenie praktyczne bardzo duże.

7. Inne czynniki

Badano również wpływ składu betonu, a w tym rodzaju kruszywa i dodatków, np. [67],[68] i [69]. Wyniki wskazują na ich nieistotny wpływ, albo, jak w przypadku rodzaju cementu, ocena jest niejednoznaczna. Dodatki do betonu również mogą odgrywać ważną rolę w wytrzymałości zaczynu cementowego po pożarze [70].

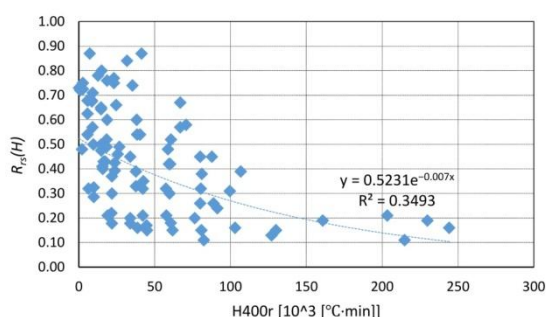
Wpływ wieku betonu nie został jeszcze dostatecznie zbadany, gdyż dostępne badania ograniczają się głównie do betonu w wieku poniżej 28 dni, w którym to okresie wilgotność materiału może być wyższa i nie cały cement uległ hydratacji, co sprzyja odzyskiwaniu wytrzymałości po oddziaływaniu wysokiej temperatury [71], [72] i [73].

Po określeniu istotnych czynników wpływających na wytrzymałość resztkową, w **A3** podjęto próbę określenia zbiorczego stopnia ekspozycji betonu na czynnik ekstremalny w postaci wysokiej temperatury za pomocą

współczynnika akumulacji ciepła, zdefiniowanego jako pole powierzchni pod krzywą temperatura – czas. Idea ta została zaproponowana w [59]. Ponieważ wiele badań (np. [62], [74], [75], [76] i [77]) wskazuje, że rozkład zaczynu cementowego rozpoczyna się po przekroczeniu temperatury 400 °C, to zdecydowano, że współczynnik akumulacji ciepła powinien uwzględniać ten fakt i zmodyfikowano jego formę do następującej postaci:

$$H^{400r} = \int_{t_r}^{t_s} (T(t) - 400) dt.$$

Ponownie zastosowano analizę współczynników korelacji i regresji. Wyniki wykazały duży rozrzut (**Błąd! Nie można odnaleźć źródła odwołania.**) i widoczne było, że współczynnik w przedstawionej formie nie był rozwiązaniem optymalnym i pożądane są dalsze poszukiwania. Wartości współczynników korelacji sugerowały zależność nieliniową, Nie stwierdzono istotnej różnicy pomiędzy wynikami badań betonu zwykłego i wysokiej wytrzymałości. Niejasna pozostała również kwestia czy zaproponowany opis matematyczny jest uniwersalny w takim sensie, że przy zmieniających się warunkach ogrzewania i chłodzenia te same wartości współczynnika wiążą się z tymi samymi wartościami wytrzymałości resztkowej. Jeśli tak nie jest, należy rozważyć inne miary uszkodzeń.



Rys. 4. Wyniki analizy regresji dla współczynnika akumulacji ciepła H^{400r} . **A3**

Na podstawie analizy dotychczasowych badań eksperymentalnych stwierdziłem, że kolejne doświadczenia warto prowadzić w zakresie temperatur 300-700 °C. Ponadto można ograniczyć czas ekspozycji do dwóch godzin. Z uwagi na rehydrację, czas i warunki ponownego wiązania powinny być istotnymi czynnikami, jak również porowatość. Osobnym dużym problemem jest wpływ ściskania.

W odniesieniu do odporności konstrukcji, poza oczywistym potwierdzeniem, że wytrzymałość resztkowa może mieć na nią istotny wpływ, warto zauważyć, że na podstawie dostępnych badań można zaproponować działanie pośrednie zwiększające odporność konstrukcji. Jest nim stworzenie środowiska wilgotnego sprzyjającego ponownemu dojrzewaniu betonu po schłodzeniu przez okres co najmniej 7 dni. Z drugiej strony czynnikiem zmniejszającym odporność konstrukcji może okazać się zbyt niska temperatura ekspozycji (poniżej 300 °C). Tak więc kluczowym czynnikiem wpływającym na odporność konstrukcji, zarówno w trakcie, jak i po zdarzeniu ekstremalnym w postaci pożaru, jest maksymalna temperatura, która dla uzyskania odporności po pożarze nie powinna wykraczać poza przedział 300 – 750 °C.

IV.E.4 Odporność istniejących żelbetowych konstrukcji powłokowych na imperfekcje (artykuły A4 i A5)

A4. Roman J. Wróblewski, Mieczysław Kamiński: *Evaluation of safety of RC cooling tower with imperfections / R. Wróblewski & M. Kamiński. W: Shell structures : theory and applications : proceedings of the 10th SSTA Conference, Gdańsk, Poland, 16-18 October 2013. Vol. 3 / eds. Wojciech Pietraszkiewicz, Jarosław Górski. Leiden : CRC Press/Balkema, cop. 2014. s. 575-578.*

A5. Maciej Minch, Roman J. Wróblewski, Andrzej Kmita: *Assessment of reinforced concrete sewer after long service: a case study. Urban Water Journal. 2018, vol. 15, nr 5, s. 501-505.*

Imperfekcje w wielu przypadkach są zdarzeniami ekstremalnymi. Dla starszych obiektów wartości dopuszczalne odchyłek wykonawczych były określane w dokumentach typu „warunki techniczne wykonania i odbioru”, ale

wymagania tam stawiane nie były powiązane wprost z poziomem bezpieczeństwa konstrukcji. W Polsce ostatnie wydanie takich warunków dla niektórych typów konstrukcji powłokowych miało miejsce w 1988 roku. Pomimo upływu czasu, warunki te są nadal stosowane, gdyż dla części typów obiektów nie są dostępne nowsze standardy odbiorowe. W omawianym w artykułach **A4** i **A5** zakresie wymagania z 1988 roku w większości aspektów nie różnią się znacząco od wymagań współcześnie funkcjonujących w innych krajach.

Chociaż obecnie w projektowaniu jest dostępne proste przełożenie odchyłek wykonawczych na bezpieczeństwo konstrukcji za pośrednictwem współczynników materiałowych (PN EN 13670 [78]), to nie ma ono zastosowania do nowoprojektowanych konstrukcji powłokowych, ponieważ odchyłki opisane w [78] nie przystają do problemów wykonawczych związanych z takimi obiektami (brak jest tolerancji odchylenia osi od pionu, zmian średnicy, zmian grubości ściany lokalnej i np. na całym obwodzie), więc ocena odporności w tym aspekcie nie jest możliwa. Zatem dla obiektów istniejących drogą na oszacowanie odporności są analizy i symulacje uwzględniające rzeczywiste imperfekcje, co przedstawiłem w artykułach **A4** i **A5**.

Konstrukcje powłokowe w postaci chłodni kominowych i kolektorów kanalizacyjnych są ważną częścią infrastruktury przemysłowej i miejskiej. Trwałość tych konstrukcji jest ograniczona przez trwałość głównych elementów konstrukcji oraz przez agresywny wpływ środowiska (woda, substancje chemiczne, temperatura, promieniowanie słoneczne i gazy). Utrzymanie trwałości i odporności uzyskuje się poprzez systematyczne naprawy i ulepszenia, poprzedzone oceną stanu konstrukcji.

W przypadku żelbetowych konstrukcji chłodni kominowych **A4**, oprócz niekorzystnego oddziaływania środowiska, istotnym problemem są niedokładności wykonania. Problemy związane z tymi konstrukcjami są omawiane w literaturze w zakresie projektowania i oceny istniejących konstrukcji [79], [80] i [81], modelowania [82] i bezpieczeństwa [83], ale niewiele artykułów zajmuje się konstrukcjami o rzeczywistej geometrii, [84] i [85]. Po analizie różnych rodzajów imperfekcji wykazane zostało, że zwiększają one głównie siły obwodowe [86]. Udowodniono również, że zmiany naprężeń i przemieszczeń spowodowane imperfekcjami promienia mają większy wpływ niż zmiany grubości płaszcza [87].

W artykule **A4** przedstawiłem modele obliczeniowe i analizy chłodni kominowej oparte o dwa zestawy pomiarów rzeczywistej geometrii, co dało pogląd na bezpieczeństwo i odporność obiektu, a także na dokładność oceny w istniejącym obiekcie w przypadku imperfekcji. Zarejestrowane geodezyjnie dwa zestawy odchyłek promienia konstrukcji w tych samych 395 punktach, mapowałem na siatkę elementów skończonych. Na tak przygotowanym modelu wykonałem symulacje obejmujące obliczenia sił wewnętrznych i nośności oraz symulację wyboczenia powłoki. Taka gęstość punktów pomiarowych nie zidentyfikowała lokalnych imperfekcji lub nagłych zmian geometrii. Pomiarzy wykazały zmiany promienia w zakresie od -0,179 m do 0,186 m. Względne wartości imperfekcji były niewielkie, biorąc pod uwagę wymiary całej konstrukcji, (i w porównaniu z innymi konstrukcjami np. [85]) tj. max. ok. 0,65% promienia ale ich wartości często przekraczały grubość powłoki.

Symulacje opisane w **A4** wykazały, że dla obu modeli imperfekcji geometrycznych pojawiły się takie efekty oddziaływań wywołane ciężarem własnym, wiatrem oraz temperaturą w warunkach zimowych, które powodowały, że poziom bezpieczeństwa wymagany w stanie granicznym nośności nie był wystarczający, a więc i odporność konstrukcji była prawdopodobnie niewystarczająca. Ekstremalne wartości sił wewnętrznych pojawiły się w dolnej i górnej części powłoki, na poziomach 8 i 132 m. Z wyjątkiem sił południkowych, nie stwierdzono jednak istotnych różnic pomiędzy efektami wywołanymi dwoma wariantami imperfekcji, zarówno w powłoce jak i w słupach wspierających konstrukcję. Dotyczyło to również stateczności. Różnice w zakresie sił południkowych nie były jednak powodem niskiego poziomu bezpieczeństwa, gdyż ten pojawił się z uwagi na niedostateczne pole zbrojenia obwodowego. Po uwzględnieniu zarysowania konstrukcji problem ten przestał być istotny z uwagi na spadek efektów wywołanych oddziaływaniami termicznymi. Tym samym stwierdziłem, że odporność konstrukcji była jednak wystarczająca.

W artykule **A4** nie potwierdziłem wniosków sformułowanych przez Godbole, Viladkar i Tankha [86], nie zaobserwowałem bowiem wzrostu sił obwodowych. Jedyne wzrost stwierdziłem w siłach południkowych, co świadczy o niejednoznaczności w wyznaczaniu sił wewnętrznych w przypadku konstrukcji z imperfekcjami. Wykazałem także, że imperfekcje o wartościach analizowanych w **A4** nie mają znaczącego wpływu na stan naprężenia. W ten sposób doszedłem również do wniosku, że w przypadku imperfekcji o maksymalnych wartościach zbliżonych do grubości powłoki bardziej przydatny jest jeden dokładny zestaw pomiarów niż dwa mniej dokładne. Można też stwierdzić, że odporność tego typu konstrukcji na niedokładności wykonawcze w postaci imperfekcji średnicy (lub promienia) jest

duża, co może być efektem nadmiarowości konstrukcji powłokowych. Pod tym względem słupy podpierające konstrukcję mogą być zdecydowanie bardziej wrażliwe na niedokładności wykonawcze.

Z kolei w artykule **A5** przedstawiłem badania żelbetowej powłoki kolektora na ścieki bytowo-gospodarcze i wodę deszczową, który był eksploatowany przez 25-30 lat. Badałem stan konstrukcji pod kątem trwałości i odporności, z uwzględnieniem uszkodzeń betonu i zbrojenia (imperfekcje wynikające z utraty przekroju poprzecznego) w zakresie ekstremalnie dużym. Badania te obejmowały między innymi określenie zależności pomiędzy odkształceniami i naprężeniami w betonie oraz jego wytrzymałość, moduł sprężystości i współczynnik Poissona. Oprócz tego zbadane zostały: wodoszczelność, zasięg karbonatyzacji i wielkość uszkodzeń zbrojenia spowodowanych korozją stali zbrojeniowej. Wyniki tych badań wykorzystałem następnie w symulacjach numerycznych odpowiedzi uszkodzonej konstrukcji na trudne warunki eksploatacji. Symulacje obejmowały odpowiedź konstrukcji w dwóch wariantach uszkodzenia w dolnej części kolektora. W jednym wariantcie przekrój poprzeczny był pozbawiony części betonu, a w drugim dodatkowo całości zbrojenia wewnętrznego. Do nieliniowych symulacji wykorzystałem metodę elementów skończonych z warstwowymi elementami powłoki cienkiej, między innymi w celu odwzorowania obecności zbrojenia oraz zarysowania betonu.

Podobnie jak w artykule **A4**, również w **A5** uzyskałem wyniki potwierdzające, że konstrukcja charakteryzowała się dużą odpornością, co w tym wypadku nie wynikało z jej nadmiarowości (obiekt o prostszej formie niż chłodnia kominowa), a z geometrii, lokalizacji uszkodzeń i specyfiki obciążeń wywołujących ściskanie w dużej części konstrukcji. We wszystkich analizowanych wariantach obszar zarysowany od obciążeń występował bowiem poza obszarem uszkodzeń, co w efekcie nie doprowadziło do znaczącego obniżenia nośności konstrukcji. Innym istotnym wnioskiem, wynikającym z symulacji było ustalenie znacznie większej nośności konstrukcji w symulacjach nieliniowych i odmienności charakteru jej zniszczenia w porównaniu z modelem liniowym, na co wpływ miała najprawdopodobniej zdolność do redystrybucji naprężeń w modelu nieliniowym.

IV.E.5 Odporność istniejących betonowych konstrukcji prefabrykowanych na błędy (artykuły **A6** i **A7**)

A6. Roman J. Wróblewski, Rajmund Ignatowicz, Jan Gierczak: Influence of shrinkage and temperature on a composite pretensioned-reinforced concrete structure. Procedia Engineering. 2017, vol. 193, s. 96-103.

A7. Roman J. Wróblewski, Janusz Kozubal: Finite element and analytical stochastic models for assessment of underground reinforced concrete water storage facilities and results of their application. PLoS ONE. 2019, vol. 14, nr 1, art. e0209916, s. 1-19.

Kolejnym aspektem były błędy projektowe i wykonawcze. W swojej pracy badawczej rozpatrywałem ich wpływ na odporność dwóch typów konstrukcji prefabrykowanych: lądowiska dla helikopterów z płyt TT wraz z nadbetonem monolitycznym w **A6** oraz podziemnego zbiornika żelbetowego omawianego w artykule **A7**. Najistotniejszą różnicę pomiędzy tymi konstrukcjami stanowił sposób połączenia (zespoleń) konstrukcji w jedną całość i w konsekwencji uzyskana nadmiarowość. Głównymi cechami wspólnymi były zaś etapy popełnienia błędów, tj. w czasie projektowania i wykonania obu konstrukcji. Z punktu widzenia konstrukcyjnego, obiekt omawiany w artykule **A7** był zbliżony do konstrukcji omawianej w artykule **A5**. Można też zauważyć podobieństwa w zakresie modeli zniszczenia, co może wynikać z charakteru głównych obciążeń, bowiem konstrukcje podziemne są obciążone parciem gruntu i jednocześnie z nim współpracują, a trudne do kontrolowania i zmienne parametry gruntu mogą odgrywać ważniejszą rolę niż parametry konstrukcji. Jednak w konstrukcjach **A5** i **A7** zdarzenia ekstremalne są inne.

Połączenia w konstrukcjach prefabrykowanych są bardzo istotnymi elementami z punktu widzenia bezpieczeństwa, trwałości i odporności. W obu omawianych przypadkach są one oczywiście obecne, jednak charakter popełnionych błędów spowodował, że ich znaczenie z punktu widzenia odporności konstrukcji było inne. W konstrukcji zbiornika podziemnego (**A7**) awarii uległo właśnie połączenie prefabrykatów, a przy braku nadmiarowości w tym obiekcie, albo uszkodzenie to rozprzestrzeniło się na pozostałą część konstrukcji, albo uszkodzenie przekroczenia propagowało się na połączenie (czego nie udało się ustalić). Niezależnie od sekwencji zdarzeń, pewne było, że połączenie (skala elementu) nie miało w sytuacji ekstremalnej wystarczającej nośności, co, obok braku nadmiarowości, było błędem popełnionym w projekcie.

Z kolei w konstrukcji omawianej w artykule **A6** błędne przyjęcie schematu statycznego doprowadziło do jej uszkodzenia. Zaistniała tu sytuacja odwrotna niż w **A7**: połączenia prefabrykatów nie uległy uszkodzeniom, a nadmiarowość, choć obecna, nie była czynnikiem, który był w stanie istotnie ograniczyć skutki popełnionego błędu.

W numerycznych modelach obliczeniowych w obu omawianych sytuacjach uwzględniłem między innymi zarysowanie betonu oraz etapowanie budowy i obciążania konstrukcji (podobnie jak w **A1**). Daje to lepszy wgląd w odpowiedź konstrukcji na oddziaływania. W omawianych przypadkach umożliwiło mi to uwzględnienie współpracy zbiornika podziemnego ze zwiększającą się warstwą zasypki oraz przeprowadzenie symulacji w domenie czasu z uwzględnieniem kolejności występowania oddziaływań i odpowiedzi konstrukcji na sprężenie, ciężar własny, skurcz, pęcznienie i temperaturę. Wymagało to ode mnie opracowania modeli obliczeniowych całych konstrukcji, w których następnie dezaktywowano te części, które nie istniały w stanie początkowym (np. zasypka w **A7** i nadbeton w **A6**). Potem stopniowo na zdeformowanej „istniejącej” części konstrukcji, przeprowadzano aktywację kolejnych części poprzez uzupełnienie niezmodyfikowanej macierzy sztywności, co wprowadzało aktywowane elementy w stan wolny od naprężeń i odkształceń. Następnie przeprowadzana była iteracyjnie redystrybucja naprężeń/odkształceń wynikająca ze zmiany sztywności konstrukcji i pojawiających się obciążeń (np. ciężaru własnego), po której w węzłach wspólnych elementów skończonych obecnych przed i po aktywacji przemieszczenia stawały się jednakowe.

Konstrukcję lądowiska opisaną w **A6** zaprojektowano bez dylatacji ani nie uwzględniono skurczu betonu i oddziaływań termicznych, a dodatkowo przyjęto błędny schemat statyczny. Na sprężonych płytach TT wykonano warstwę betonu monolitycznego. W miejscach oparcia płyty TT, sztywność konstrukcji lądowiska ulegała gwałtownej redukcji ponieważ płytę lądowiska stanowiła tam wyłącznie warstwa nadbetonu. Możliwości deformacji konstrukcji w jej płaszczyźnie były mocno ograniczone zarówno na podporach jak i poza nimi poprzez powiązanie nadbetonu z płytami TT, co spowodowało, że oddziaływania skurczu i temperatury wywołały powstanie pęknięć, w miejscu o najmniejszej nośności.

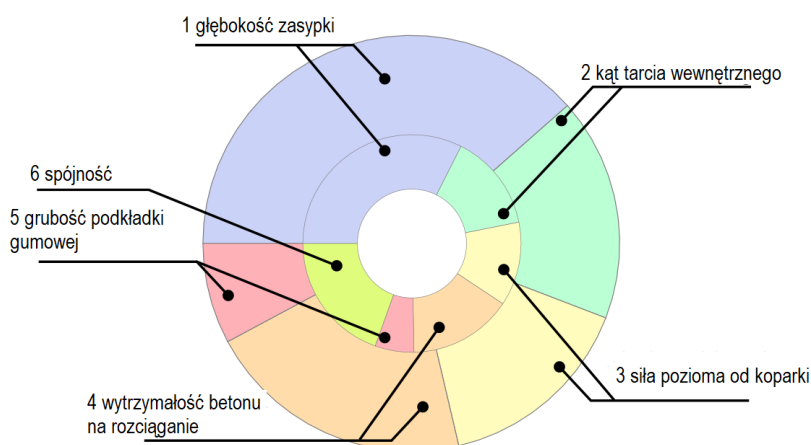
Odporność konstrukcji lądowiska **A6** okazała się wystarczająca, ponieważ powstałe uszkodzenia spowodowały jedynie obniżenie trwałości, ale nie doprowadziło to do katastrofy. Przyczyną takiego stanu była nadmiarowość konstrukcji, którą uzyskano łącząc elementy prefabrykowane w jedną całość za pomocą zbrojonego nadbetonu, podobnie jak miało to miejsce w konstrukcji omawianej w **A1**. Z drugiej strony, ta nadmiarowość konstrukcji była powodem powstania uszkodzeń, co prowadzi do wniosku, że uzyskanie nadmiarowości poprzez stworzenie dodatkowych więzi wymaga przeprowadzenia analizy konstrukcji, gdyż wykonanie tych więzi w oparciu o zalecenia konstrukcyjne może być niewystarczające. Na pewno dotyczy to przypadków, gdy konstrukcja poddawana jest oddziaływaniom skurczu i temperatury.

Pierwotne podejście do oceny odporności obu konstrukcji nie różniło się. Symulacje numeryczne umożliwiły mi wykrycie kluczowych sił wewnętrznych. W przypadku lądowiska **A6** takie działanie było wystarczające. Ustaliłem model i czas powstania uszkodzeń, a ocena ich konsekwencji umożliwiła mi jakościową ocenę odporności konstrukcji na błędy. W przypadku **A7** w deterministycznych symulacjach numerycznych nie udało mi się odtworzyć przebiegu katastrofy. Ostateczna ocena została przeprowadzona na podstawie modelu analitycznego, który wykorzystano do analizy probabilistycznej. Stało się tak chociaż metody analizy konstrukcji podziemnych są dobrze rozwinięte. Niemniej jednak, ich zastosowanie nie zawsze daje jednoznaczne wyniki [88], co wykazałem także w **A7**, pomimo, że dane z pomiarów były wykorzystywane do kalibracji modelu obliczeniowego [89], [88] i **A7**.

Model analityczny umożliwił uwzględnienie różnych rodzajów niepewności (właściwości gruntu i materiałów konstrukcyjnych) i przybliżyć przyczyny katastrofy. W tym celu posłużono się bezwymiarowym wskaźnikiem wrażliwości [90] i [91], który pozwolił ustalić złożoność i niejednoznaczną naturę problemu oraz ogólny niski poziom bezpieczeństwa konstrukcji. W **A7** ustalono złożony mechanizm katastrofy, ponieważ żaden z istotnych parametrów nie był dominujący, co przedstawiono na Rys. 5.

Wszystkie zmienne losowe miały istotny wpływ na wartość wskaźnika niezawodności, przy czym największy wpływ miała głębokość zasypki, następnie spójność gruntu, wytrzymałość betonu na rozciąganie, kąt tarcia wewnętrznego materiału zasypki, siła pozioma w złączu prefabrykatów. Najmniejszy wpływ miała grubość podkładki w złączu. Łącznie największy wpływ miały właściwości materiału zasypki. Jednak różnice między indeksami wrażliwości okazały się niewielkie, a zatem prawdopodobną przyczyną katastrofy było złożenie niekorzystnych stanów dla wszystkich zmiennych losowych. Niemniej jednak, w świetle przedstawionych wyników, wykorzystanie na budowie

do zasyпки antropogenicznego spoistego materiału odpadowego należy uznać za błędne, co, razem z innymi błędami, doprowadziło do opisanego w **A7** zdarzenia.



Rys. 5. Rozkład indeksów wrażliwości dla analizowanych zmiennych losowych i dwóch typów zasyпки: grunt spoisty (wew.), grunt niespoisty (zewn.). **A7**

Wśród innych błędów popełnionych w tym przypadku zidentyfikowano niewłaściwe ułożenie elementów podczas transportu, co doprowadziło do ich zarysowania jeszcze przed montażem oraz błąd projektowy polegający na rezygnacji z połączeń poziomych pomiędzy sąsiadującymi elementami zbiornika. Gdyby nie ten ostatni błąd, rozmiar szkód byłby dużo mniejszy. Połączenia pomiędzy elementami umożliwiłyby redystrybucję naprężeń z elementu najbardziej wyężonego na sąsiednie i tym samym uniknięto by nieoczekiwanego zawalenia części konstrukcji. W tym przypadku konstrukcja pomimo statycznej niewyznaczalności okazała się być w niedostatecznie nadmiarowa. Statyczna niewyznaczalność dotyczyła płaszczyzny głównej konstrukcji, natomiast awaria potwierdziła potrzebę rozpatrywania konstrukcji jako układu przestrzennego.

Wypływa stąd ogólny wniosek, że tworzące system nadmiarowy, dodatkowe więzi i powiązania pomiędzy elementami prefabrykowanymi, powinny zawsze mieć charakter układu przestrzennego. To, czy system więzi i połączeń tworzy układ przestrzenny, powinno być odzwierciedlone w parametrach opisujących nadmiarowość i odporność konstrukcji. Można wyobrazić sobie hipotetyczną sytuację, w której co drugi segment zbiornika byłby nadmiarowo wzmocniony, a pozostałe nie. Przy braku połączeń pomiędzy segmentami mogłoby okazać się, że parametry odporności czy nadmiarowości konstrukcji są dobre, choć sama konstrukcja odporna nie jest.

IV.E.6 Odporność betonu na nadmierne zarysowanie (artykuł A8)

A8. W.B. Cranston, Mieczysław Kamiński, **Roman J. Wróblewski**: *Aggregate interlock in cracked concrete with excessive crack width. Archives of Civil Engineering. 1996, vol. 42, iss. 2, s. 177-193, 11 rys., bibliogr. 23 poz.*

Rysy o dużej szerokości rozwarcia są powszechne w znacząco uszkodzonych konstrukcjach betonowych oraz murowanych, co może być efektem zdarzeń ekstremalnych. Rysy takie mogą zmniejszać nośność, ale jednocześnie znacznie zwiększają deformacje elementu, co w przypadku zdarzeń ekstremalnych może być warunkiem uaktywnienia wtórnego ustroju nośnego.

W artykule **A8** przedstawiłem badania i analizę możliwości przenoszenia obciążeń przez beton zarysowany przy dużej szerokości rozwarcia rys. Bandana przeprowadziłem w Heavy Structures Laboratory, Civil Engineering Department, University of Paisley (obecnie University of the West of Scotland) w Wielkiej Brytanii. Dotyczyły one zarysowanego betonu z uwzględnieniem rys o szerokości rozwarcia od 0,5 do 3,0 mm. Mikrorysy i zarysowanie są powszechnie obecne w betonie. Bardzo drobne mikropęknięcia (poniżej niż 0,01 mm) powstają już podczas procesu hydratacji głównie na styku zaczynu cementowego i kruszywa. Pod obciążeniem, te uszkodzenia struktury rozwijają się i, łącząc się, tworzą rysy równoległe do kierunków naprężeń ściskających i prostopadłe do naprężeń rozciągających, [92] i [93], przy czym podczas rozciągania obserwuje się tylko jedną widoczną rysę (o szerokości

rozwarcia większej niż 0,1 mm). W praktyce powszechnie zakłada się, że po utworzeniu się takiej rysy nośność przy rozciąganiu spada do zera. Nie jest to jednak prawdą [94] i [95]. Zdolności do przenoszenia naprężeń prostopadłych do rys towarzyszy znacznie większa zdolność do przenoszenia naprężeń ścinających, co jest przedmiotem artykułu **A8**. Zdolność do przenoszenia naprężeń ścinających jest głównie wynikiem dwóch zjawisk: ząbienia się kruszywa oraz efektu klockującego w zbrojeniu przecinającym rysę, przy czym, jak wskazano w [96], ząbienie się kruszywa jest efektem dominującym przy małych przemieszczeniach w płaszczyźnie rysy. Jednakże, większość badań ogranicza się do małych szerokości rozwarcia rys (poniżej 0,5 mm, z kilkoma badaniami, w których rysy mają maksymalną szerokość ok. 1,0 mm) np. [97], [98], [99], [100] i [101].

Badania doświadczalne przeprowadziłem przy użyciu bloczków betonowych. Zbadałem mechanizm ząbienia się kruszywa, aby określić, czy zarysowany beton może przenosić obciążenia ścinające, pomimo że rysy mają nadmierną (znacznie większą niż wartości dopuszczalne 0,2–0,4 mm) szerokość rozwarcia. W badaniach rejestrowałem również zależność naprężenie ścinające - przemieszczenie w płaszczyźnie rysy, aby wykazać możliwość opracowania i zastosowania modelu teoretycznego, np. do określenia współczynnika przenoszenia ścinania, który jest wykorzystywany w modelach rys rozmytych stosowanych w metodzie elementów skończonych.

Zastosowane w badaniu urządzenia nie zapewniły kompensacji wzrostu szerokości rozwarcia rys, bowiem taki układ miał reprezentować praktyczną sytuację, w której konstrukcja po obu stronach rysy deformuje się do pewnego stopnia w wyniku rozwoju sił prostopadłych do zarysowania. Efekt zniszczenia polegał na pojawieniu się dodatkowych rys nachylonych do kierunku rysy głównej pod kątem ok. 60°, czemu towarzyszył nagły wzrost przemieszczenia i spadek przyłożonego obciążenia. Z kolei obserwacje wykonane przy użyciu endoskopu wykazały powstanie wewnętrznych rys równoległych lub prawie równoległych do rys głównych, które zaobserwowałem na styku zaczynu cementowego i małych ziaren kruszywa.

W przypadku zależności przemieszczenie–naprężenie zauważono ogólną tendencję do zmniejszania się początkowej sztywności wraz ze wzrostem początkowego rozwarcia rysy, ale zauważono także, że maksymalne naprężenia ścinające nie zależą od początkowej szerokości rozwarcia rysy. Powiązano to ze zmianami w makrostrukturze rys oraz zbliżonymi przyrostami rozwarcia rysy w trakcie badania, a tym samym zbliżonymi naprężeniami prostopadłymi do płaszczyzny rys. Zmiany sztywności na ścinanie zaobserwowane w badaniu **A8** różnią się od obserwacji zawartych w [99], ponieważ wzrasta ona wraz z przemieszczeniem ścinania. Należy zauważyć, że w większości testów przedstawionych w [99] stal ograniczająca rysy była wstępnie naprężona i ostatecznie została poddana dodatkowym naprężeniom wynikającym z otwierania się rys, co odróżnia istotnie badanie [99] od przedstawionego w **A8**.

Najważniejszym wnioskiem z przeprowadzonych przeze mnie badań jest określenie maksymalnych naprężeń ścinających na poziomie 2 do 6 % wytrzymałości betonu na ściskanie, co jest dowodem na możliwość przenoszenia znacznych sił ścinających w sytuacjach dużych uszkodzeń i deformacji konstrukcji. Tym samym wykazałem, że w tym aspekcie beton wykazuje odporność i posiada ukryte rezerwy, co może przyczynić się do ogólnej odporności elementów i całej konstrukcji w odpowiedzi na oddziaływania ekstremalne.

IV.E.7 Podsumowanie osiągnięcia i wkładu w rozwój dyscypliny

Przedstawione badania należy traktować jako opracowanie eksploratorskie, którego głównym celem była identyfikacja odporności istniejących złożonych konstrukcji betonowych na wybrane zdarzenia ekstremalne. Badania zrealizowałem na modelach trójskalowych (materiał, element, konstrukcja) przy użyciu metod eksperymentalnych i symulacji numerycznych. Identyfikacja odporności posłużyła mi do zbadania zależności przyczynowo - skutkowych, wskazujących głównie na typy zagrożeń i ewentualne uszkodzenia, wpływające na odporność rozumianą jako właściwość konstrukcji, elementu, materiału. W moich badaniach przedstawiłem odporność jako właściwość, która ogranicza lub zapobiega rozprzestrzenianiu się uszkodzeń na wyższy poziom w skali konstrukcji. Osiągnięcie powinno być zatem traktowane jako rozpoznanie mechanizmów powstawania zjawisk i ich skutków charakterystycznych dla oceny bezpieczeństwa istniejącego obiektu technicznego. Badania podjąłem między innymi w celu wyeliminowania aspektów subiektywnych z takiej oceny. Cel ten zrealizowałem, między innymi, poprzez opracowanie modeli badań odporności i wskazanie istniejących rozwiązań technicznych, które wpływają pozytywnie na odporność. Pozwoliło to na przesunięcie ciężaru oceny technicznej z subiektywnej na obiektywną. Na postawione w pkt. IV.E.1 podstawowe pytanie uzyskałem odpowiedź twierdzącą, tj. istnieją konstrukcje betonowe, które, pomimo braku intencjonalnego zastosowania zabezpieczeń na wypadek zdarzenia ekstremalnego,

wykazują się odpornością, ale oczywiście nie jest to regułą. Skoro takie konstrukcje są obecne, to moją intencją jest, aby dalsze prace, związane z odpornością istniejących obiektów budowlanych, zmierzały w pierwszej kolejności w kierunku ocen jakościowych i obiektywnych, a w dalszej kolejności również ilościowych.

Z uwagi na zakończenie tego etapu badań, chciałbym zwrócić uwagę na indywidualny charakter wyników pracy, co przejawia się w podjęciu badań w tematyce rzadko poruszanej w literaturze oraz w obszarze, który obecnie jest jeszcze w trakcie rozwoju, zarówno na poziomie koncepcyjnym jak i szczegółowym. Widzę, więc duży potencjał w rozwoju dalszych badań własnych w tym zakresie. Zakończenie prac na tym etapie skłania mnie do przedstawienia następującego podsumowania i wniosków, które są jednocześnie potwierdzeniem realizacji celów szczegółowych postawionych w pkt. IV.E.1:

- a. W artykułach **A1, A4, A5, A6 i A7** dokonałem oceny odporności złożonych konstrukcji betonowych na wybrane zdarzenia ekstremalne poprzez badania ich odpowiedzi w symulacjach numerycznych i analizie skutków tych zdarzeń. Symulacje przedstawione w tych artykułach były wykonane na autorskich skalibrowanych modelach obliczeniowych.
- b. W przypadku konstrukcji narażonych na oddziaływania termiczne i / lub skurcz nadmiarowość konstrukcji może być podczas zdarzeń ekstremalnych (np. błędów projektowych lub wykonawczych) przyczyną uszkodzeń. Potwierdzenie nadmiarowości w takich przypadkach wymaga analizy konstrukcji.
- c. Rozwiązaniem, które skutecznie może zwiększyć odporność konstrukcji i sprzyjać wytworzeniu się wtórnego ustroju nośnego w warunkach pożaru jest ograniczenie jej deformacji.
- d. Działaniem pośrednim zwiększającym odporność konstrukcji po pożarze może być stworzenie środowiska wilgotnego sprzyjającego ponownemu dojrzewaniu betonu po schłodzeniu przez co najmniej 7 dni.
- e. Warunkiem koniecznym do uzyskania odporności po pożarze jest, poddanie elementu/konstrukcji w czasie pożaru maksymalnej temperaturze w zakresie 300 – 750 °C. Temperatury spoza tego przedziału nie pozwalają na wytworzenie odporności. Metodą na ilościowe określenie tej odporności są badania wytrzymałości resztkowej betonu, zasięgu oddziaływania wysokiej temperatury oraz symulacje numeryczne.
- f. Imperfekcje w chłodniach kominowych mogą, wbrew wcześniejszym obserwacjom, prowadzić do wzrostu sił południkowych, co świadczy o niejednoznaczności w wyznaczaniu sił wewnętrznych w tego typu konstrukcjach z imperfekcjami.
- g. Imperfekcje o wartościach zbliżonych do grubości powłoki chłodni kominowej nie zagrażają odporności konstrukcji, co wiąże się z nadmiarowością konstrukcji powłokowych. Jednocześnie słupy podpierające chłodnię są prawdopodobnie bardziej wrażliwe na niedokładności wykonawcze.
- h. Konstrukcja powłokowa poddana ekstremalnym imperfekcjom w postaci utraty części przekroju poprzecznego, może charakteryzować się dużą odpornością, pomimo braku nadmiarowości. Może to wynikać ze specyficznych cech takiego obiektu w postaci geometrii, lokalizacji uszkodzeń i obciążeń wywołujących głównie ściskanie w konstrukcji.
- i. Nadmiarowość w istniejących konstrukcjach betonowych powinna być zawsze rozpatrywana w układzie przestrzennym, a ewentualne miary odporności istniejących konstrukcji powinny uwzględniać przestrzenny rozkład nadmiarowości.
- j. Beton narażony na działanie zdarzenia ekstremalnego, jakim jest pożar, może być wykorzystany jako materiał dający konstrukcji odporność, ponieważ zachowuje częściowo wytrzymałość na ściskanie pomimo oddziaływania wysokiej temperatury.
- k. Ocena wytrzymałości resztkowej betonu po pożarze powinna być przeprowadzona na grubości elementu ze względu na możliwość jednostronnego nagrzewania jego powierzchni, co odróżnia istotnie taką ocenę od badań na próbkach wygrzewanych w piecach. Może to mieć duże znaczenie praktyczne przy ocenie wytrzymałości betonu w strefie ściskanej i może zastąpić wizualną ocenę wytrzymałości na podstawie zmiany koloru betonu.

- i. Istnieje szereg zidentyfikowanych statystycznie czynników istotnie wpływających na wytrzymałość resztkową betonu na ściskanie. Potencjalnie istnieje też możliwość opracowania modelu takiej wytrzymałości, ale zidentyfikowane warunki są trudne do spełnienia:
 - dla temperatury maksymalnej poniżej 300°C i powyżej 750°C wystarczający jest opis zależny wyłącznie od temperatury maksymalnej;
 - dla temperatury maksymalnej w zakresie 300 - 750°C, należy uwzględnić także inne czynniki;
 - w betonie podgrzanym do temperatury poniżej 300 °C należy uwzględnić spadek wytrzymałości zależny od czasu po ekspozycji spowodowany ekspansją siarczanów;
 - dla betonu schładzanego wodą, wytrzymałość resztkowa nie zależy od maksymalnej temperatury, a dominującym czynnikiem jest czas schładzania;
 - wpływ czasu nagrzewania powinien być liniowy i rozdzielony na dwa przedziały: 0 – 2 godziny i powyżej 2 godzin, przy czym w pierwszym przedziale wpływ powinien być dużo większy.
 - po dłuższym czasie od zakończenia ekspozycji (np. 90 dni) wytrzymałość resztkowa nie powinna zależeć od metody schładzania;
 - prędkość przyrostu wytrzymałości resztkowej po ekspozycji powinna zależeć od wilgotności środowiska;
 - naprężenia ściskające powinny zwiększać wytrzymałość resztkową betonu.
- m. Beton po zarysowaniu jest w stanie przenosić znaczne obciążenia ścinające nawet przy dużych szerokościach rozwarcia rys (towarzyszących np. dużym deformacjom). Tym samym beton w tym aspekcie posiada ukryte rezerwy w zakresie nosności, co może przyczyniać się do ogólnej odporności elementów i całych konstrukcji w odpowiedzi na zdarzenia ekstremalne.
- n. Wykorzystanie do symulacji odpowiedzi konstrukcji na zdarzenia ekstremalne modeli nieliniowych jest uzasadnione, ponieważ lepiej odwzorowują one tę odpowiedź, a uzyskane wyniki mogą wykazywać znacznie większą nośność i odmienną charakteru zniszczenia w porównaniu z modelem liniowym.
- o. Możliwości wykorzystania modeli liniowo-sprężystych do oceny odporności są ograniczone. Modeli tych można nie wykluczać, np. gdy zdarzenie ekstremalne nie ma charakteru oddziaływania na konstrukcję.
- p. Metodą na określenie odporności konstrukcji i jej wrażliwości na zdarzenia ekstremalne może być wykorzystanie modeli probabilistycznych, zwłaszcza w przypadkach tak złożonych, że modele deterministyczne nie dają satysfakcjonujących odpowiedzi.

Rekapitulując, mój wkład w rozwój dyscypliny Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport, na podstawie cyklu powiązanych tematycznie artykułów naukowych, jest następujący:

- a. Identyfikacja rozwiązań konstrukcyjnych, które sprzyjają odporności konstrukcji istniejących na zdarzenia ekstremalne.
- b. Wskazanie, że nadmiarowość jest ważnym czynnikiem zwiększającym odporność konstrukcji istniejących.
- c. Wskazanie na konieczności uwzględnienia przestrzennego rozkładu nadmiarowości w ocenie odporności, a tym samym wskazanie na odrębność konstrukcji istniejących od nowoprojektowanych w tym zakresie.
- d. Identyfikacja niektórych zagrożeń w postaci zdarzeń ekstremalnych dla odporności istniejących konstrukcji betonowych wraz z oceną odpowiedzi konstrukcji na te zdarzenia, co umożliwiło rozpoznanie konstrukcji (i ich cech) o wysokiej i niskiej odporności.
- e. Opracowanie i sparametryzowanie modeli obliczeniowych istniejących złożonych konstrukcji betonowych służących do analizy odporności tych konstrukcji.
- f. Wykazanie, że w przypadku dużych szerokości rozwarcia rys, beton po zarysowaniu jest w stanie przenosić znaczne obciążenia ścinające, co może towarzyszyć odpowiedzi konstrukcji na różne rodzaje zdarzeń ekstremalnych.
- g. Opracowanie i sparametryzowanie metody oceny wpływu wysokiej temperatury związanej z pożarem na wytrzymałość resztkową betonu, polegające na porównaniu różnic wytrzymałości w betonie uszkodzonym

i nieuszkodzonym. Do porównania wykorzystuje się dane z pomiarów lub funkcje określające rozkład wytrzymałości resztkowej na grubości elementu. Metoda niweluje konieczność nieprecyzyjnego uwzględniania porowatości betonu.

- h. Opracowanie modelu badań, w którym, na podstawie wyników oceny rozkładu wytrzymałości resztkowej betonu, po rozszerzeniu o analizy niestacjonarnego przepływu ciepła (np. MES), można uzyskiwać informacje o temperaturze powierzchni betonu i czasie ekspozycji. Tak uzyskane informacje mają zastosowanie w skalowaniu modeli obliczeniowych pożaru z wykorzystaniem CFD.
- i. Zidentyfikowanie czynników istotnie wpływających na wytrzymałość resztkową betonu na ściskanie na podstawie analizy statystycznej oraz opracowanie oceny syntetyzującej informacje na temat wpływu wielu czynników na wytrzymałość resztkową betonu w oparciu o analizę współczynników korelacji i analizę regresji. W dalszej perspektywie spodziewana jest możliwość prognozowania wytrzymałości resztkowej na podstawie parametrów betonu, pożaru i parametrów okresu schładzania.
- j. Zidentyfikowanie warunków jakie należałoby spełnić formułując modele prognozowania wytrzymałości resztkowej betonu na ściskanie.
- k. Wskazanie, że beton podgrzany do temperatury maksymalnej powyżej 750 °C i w zakresie 200-300 °C nie może być uznany za materiał odporny na działanie pożaru.
- l. Wykazanie, że imperfekcje w chłodniach kominowych mogą, wbrew wcześniejszym obserwacjom, prowadzić do wzrostu siłach południkowych.
- m. Wykazanie, że imperfekcje geometryczne średnicy w chłodniach kominowych, o wartościach zbliżonych do grubości ścian powłoki, nie zagrażają odporności konstrukcji.
- n. Wskazanie, że imperfekcje w postaci utraty części przekroju poprzecznego w konstrukcjach powłokowych podziemnych nie muszą prowadzić do istotnych zmian w ich odporności i nośności.

IV.E.8 Bibliografia

1. Starosolski, W.; Wieczorek, B.; Wieczorek, M. *Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej*; Centrum Promocji Jakości Stali: Warszawa, 2012;
2. Adam, J.M.; Parisi, F.; Sagaseta, J.; Lu, X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng. Struct.* **2018**, *173*, 122–149.
3. Russell, J.M.; Sagaseta, J.; Cormie, D.; Jones, A.E.K. Historical review of prescriptive design rules for robustness after the collapse of Ronan Point. *Structures* **2019**, *20*, 365–373.
4. Cholewicki, A.; Hanclewski, T.; Lewicki, B.; Makulski, W.; Samborski, J. *Instrukcja zabezpieczenia budynków prefabrykowanych przed katastrofą rozprzestrzeniającą się*; COBPBO: Warszawa, 1984;
5. Cholewicki, A.; Szulc, J.; Nagórski, T. Projektowanie żelbetonowych budynków szkieletowych w celu ograniczenia ryzyka katastrofy postępującej. *Instr. Wytyczne Porad. ITB, Warszawa* **2013**.
6. *PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.*;
7. *PN-EN 1991-1-7:2008 Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-7: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wyjątkowe*; 2008;
8. *ISO 2394:2015 - General principles on reliability for structures*;
9. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*; Fédération Internationale du Béton, 2013;
10. CNR-DT 214/2018 - National Research Council of Italy Guide to Design of Structures for Robustness. **2018**.
11. Baker, J.W.; Schubert, M.; Faber, M.H. On the assessment of robustness. *Struct. Saf.* **2008**, *30*, 253–267.
12. Starossek, U. *Progressive Collapse of Structures*; ICE Publishing, 2017;
13. Gulvanessian, H.; Calgaro, J.-A.; Holicky, M. *Designers' guide to the eurocode: Basis of structural design EN 1990, 2nd Edition*; ICE Publishing, 2012; ISBN 9780727741721.
14. Andre, J.; Beale, R.; Baptista, A.M. New indices of structural robustness and structural fragility. *Struct. Eng. Mech.* **56**, 1063–1093.
15. Pereira Cabanas Gonçalves André, J.; Havbro Faber, M. Proposal of Guidelines for the Evolution of Robustness Framework in the Future Generation of Eurocodes. *Struct. Eng. Int.* **2019**, *29*, 433–442.
16. Voulpiotis, K.; Köhler, J.; Jockwer, R.; Frangi, A. A holistic framework for designing for structural robustness in tall timber buildings. *Eng. Struct.* **2021**, *227*, 1+15.
17. Frangopol, D.M.; Saydam, D.; Kim, S. Maintenance, management, life-cycle design and performance of structures and infrastructures: a brief review. *Struct. Infrastruct. Eng.* **2012**, *8*, 1–25.
18. Starossek, U.; Haberland, M. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *J. Perform. Constr. Facil.* **2010**, *24*, 519–528.

19. PN-EN 1991-1-2:2006 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje -- Część 1-2: Oddziaływania ogólne -- Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru; 2006;
20. PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1 -- Oddziaływania na konstrukcje -- Część 1-3: Oddziaływania ogólne -- Obciążenie śniegiem.
21. PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 -- Projektowanie konstrukcji z betonu -- Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków; 2008;
22. De Biagi, V.; Chiaia, B.; Kiakojouri, F. A multi-scale approach for quantifying the robustness of existing bridges. In Proceedings of the Current Perspectives and New Directions in Mechanics, Modelling and Design of Structural Systems; Zingoni, A., Ed.; CRC PRESS, 2022; pp. 554–559.
23. Lind, N.C. A measure of vulnerability and damage tolerance. *Reliab. Eng. Syst. Saf.* **1995**, *48*, 1–6.
24. Stochino, F.; Bedon, C.; Sagaseta, J.; Honfi, D. Robustness and resilience of structures under extreme loads. *Adv. Civ. Eng.* **2019**, 2019.
25. Cavaco, E.S.; Neves, L.A.C.; Casas, J.R. A reliability-based measure of robustness for concrete structures subjected to corrosion. *Appl. Stat. Probab. Civ. Eng. -Proceedings 11th Int. Conf. Appl. Stat. Probab. Civ. Eng.* **2011**, 2204–2211.
26. Strauss, A.; Hoffmann, S.; Wendner, R.; Bergmeister, K. Structural assessment and reliability analysis for existing engineering structures, applications for real structures. *Struct. Infrastruct. Eng.* **2009**, *5*, 277–286.
27. Hager, I. Colour Change in Heated Concrete. *Fire Technol.* **2014**, *50*, 945–958.
28. Annerel, E.; Taerwe, L.; Merci, B.; Jansen, D.; Bamonte, P.; Felicetti, R. Thermo-mechanical analysis of an underground car park structure exposed to fire. *Fire Saf. J.* **2013**, *57*, 96–106.
29. Fletcher, I.; Borg, A.; Hitchen, N.; Welch, S. Performance of concrete in fire: A review of the state of the art, with a case study of the Windsor Tower fire. In Proceedings of the 4th International Workshop in Structures in Fire; Universidade de Aveiro, 2006; pp. 779–790.
30. Gales, J.; Bisby, L.A.; Gillie, M. Unbonded post tensioned concrete in fire: A review of data from furnace tests and real fires. *Fire Saf. J.* **2011**, *46*, 151–163.
31. Kose, M.M.; Temiz, H.; Binici, H. Effects of fire on precast members: A case study. *Eng. Fail. Anal.* **2006**, *13*, 1191–1201.
32. Bailey, C.G.; Ellobody, E. Whole-building behaviour of bonded post-tensioned concrete floor plates exposed to fire. *Eng. Struct.* **2009**, *31*, 1800–1810.
33. Ellobody, E.; Bailey, C.G. Modelling of unbonded post-tensioned concrete slabs under fire conditions. *Fire Saf. J.* **2009**, *44*, 159–167.
34. Ellobody, E.; Bailey, C.G. Structural performance of a post-tensioned concrete floor during horizontally travelling fires. *Eng. Struct.* **2011**, *33*, 1908–1917.
35. Irvine, A. Damaged Reinforced Concrete Structures in Fire (Phd Thesis), The University of Edinburgh, 2012.
36. Elghazouli, A.Y.; Izzuddin, B.A.; Richardson, A.J. Numerical modelling of the structural fire behaviour of composite buildings. *Fire Saf. J.* **2000**, *35*, 279–297.
37. Foster, S.; Chladná, M.; Hsieh, C.; Burgess, I.; Plank, R. Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire. *Fire Saf. J.* **2007**, *42*, 183–199.
38. Zhao, B.; Kruppa, J. Structural behaviour of an open car park under real fire scenarios. *Fire Mater.* **2004**, *28*, 269–280.
39. Zheng, W.; Hu, Q.; Zhang, H. Experimental research on the mechanical property of prestressing steel wire during and after heating. *Front. Archit. Civ. Eng. China* **2007**, *1*, 247–254.
40. Khoury, G.A. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Prog. Struct. Eng. Mater.* **2000**, *2*, 429–447.
41. Arioz, O. Effects of elevated temperatures on properties of concrete. *Fire Saf. J.* **2007**, *42*, 516–522.
42. Sahamitmongkol, R.; Choktaweekarn, P.; Sanchaoren, P.; Tangtermsirikul, S. Damage analysis of an RC column subjected to long-term transient elevated temperature. *Struct. Infrastruct. Eng.* **2011**, *7*, 921–930.
43. Hager, I.; Tracz, T.; Krzemień, K. The usefulness of selected non-destructive and destructive methods in the assessment of concrete after fire | Przydatność wybranych metod nieniszczących i niszczących w ocenie stanu betonu po pożarze*. *Cem. Wapno, Bet.* **2014**, 2014, 145–151.
44. Kirchhof, L.D.; Lorenzi, A.; Silva Filho, L.C.P. Assessment of Concrete Residual Strength at High Temperatures using Ultrasonic Pulse Velocity. *e-Journal Nondestruct. Test.* **2015**, *20*, 1–10.
45. Yang, H.; Lin, Y.; Hsiao, C.; Liu, J.Y. Evaluating residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity. *Fire Saf. J.* **2009**, *44*, 121–130.
46. Colombo, M.; Felicetti, R. New NDT techniques for the assessment of fire-damaged concrete structures. *Fire Saf. J.* **2007**, *42*, 461–472.
47. Stawiski, B. Attempt to estimate fire damage to concrete building structure. *Arch. Civ. Mech. Eng.* **2006**, *6*, 23–29.
48. Stawiski, B. The heterogeneity of mechanical properties of concrete in formed constructions horizontally. *Arch. Civ. Mech. Eng.* **2012**, *12*, 90–94.
49. Stawiski, B. *Ultradźwiękowe badania betonów i zapraw głowicami punktowymi*; Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej: Wrocław, 2009;
50. Toumi, B.; Resheidat, M.; Guemmadi, Z.; Chabil, H. Coupled effect of high temperature and heating time on the residual strength of normal and high-strength concretes. *Jordan J. Civ. Eng.* **2009**, *3*, 322–330.

51. Pertiwi, N.; Ahmad, I.A.; Taufieq, N.A.S. Analysis - Residual Strength of Post Fire Concrete. *Asian J. Appl. Sci.* **2017**, *05*, 602–607.
52. Wu, Y.; Wu, B. Residual compressive strength and freeze-thaw resistance of ordinary concrete after high temperature. *Constr. Build. Mater.* **2014**, *54*, 596–604.
53. Kowalski, R. *Konstrukcje żelbetowe w warunkach pożarowych*; Wydawnictwo Naukowe PWN: Warszawa, 2019;
54. Kowalski, R. The effects of the cooling rate on the residual properties of heated-up concrete. *Struct. Concr.* **2007**, *8*, 11–15.
55. Peng, G.F.; Bian, S.H.; Guo, Z.Q.; Zhao, J.; Peng, X.L.; Jiang, Y.C. Effect of thermal shock due to rapid cooling on residual mechanical properties of fiber concrete exposed to high temperatures. *Constr. Build. Mater.* **2008**, *22*, 948–955.
56. Yang, H.; Zhao, H.; Liu, F. Residual cube strength of coarse RCA concrete after exposure to elevated temperatures. *Fire Mater.* **2018**, *42*, 424–435.
57. Husem, M. The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete. *Fire Saf. J.* **2006**, *41*, 155–163.
58. Mendes, A.; Sanjayan, J.G.; Collins, F. Effects of slag and cooling method on the progressive deterioration of concrete after exposure to elevated temperatures as in a fire event. *Mater. Struct. Constr.* **2011**, *44*, 709–718.
59. Li, L.; Jia, P.; Dong, J.; Shi, L.; Zhang, G.; Wang, Q. Effects of cement dosage and cooling regimes on the compressive strength of concrete after post-fire-curing from 800 °C. *Constr. Build. Mater.* **2017**, *142*, 208–220.
60. Li, L.; Shi, L.; Wang, Q.; Liu, Y.; Dong, J.; Zhang, H.; Zhang, G. A review on the recovery of fire-damaged concrete with post-fire-curing. *Constr. Build. Mater.* **2020**, *237*, 117564.
61. Eden, M.A. Fire damaged concrete - The potential for on-going deterioration post-fire in concrete heated to temperatures of less than 300°C. *Concr - Proc. Concr. Solut. 4th Int. Conf. Concr. Repair* **2012**, *2*, 497–501.
62. Poon, C.S.; Azhar, S.; Anson, M.; Wong, Y.L. Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing. *Cem. Concr. Res.* **2001**, *31*, 1307–1318.
63. Chromá, M.; Vo, D.; Bayer, P. Concrete Rehydration after Heating to Temperatures of up to 1200 ° C. *Int. Conf. Durab. Build. Mater. Components* **2011**, 1633–1639.
64. Kowalski, R. Mechanical properties of concrete subjected to high temperature. *Archit. Civ. Eng. Environ.* **2010**, *3*, 61–70.
65. Yoon, M.; Kim, G.; Choe, G.C.; Lee, Y.; Lee, T. Effect of coarse aggregate type and loading level on the high temperature properties of concrete. *Constr. Build. Mater.* **2015**, *78*, 26–33.
66. Kim, Y.S.; Lee, T.G.; Kim, G.Y. An experimental study on the residual mechanical properties of fiber reinforced concrete with high temperature and load. *Mater. Struct. Constr.* **2013**, *46*, 607–620.
67. Hager, I.; Tracz, T.; Jacek, Ś.; Mróz, K. The influence of aggregate type on the physical and mechanical properties of high-performance concrete subjected to high temperature. *Fire Mater.* **2015**, *40*.
68. Li, L.; Jia, P.; Dong, J.; Shi, L.; Zhang, G.; Wang, Q. Effects of cement dosage and cooling regimes on the compressive strength of concrete after post-fire-curing from 800 °C. *Constr. Build. Mater.* **2017**, *142*, 208–220.
69. Maanser, A.; Benouis, A.; Ferhoune, N. Effect of high temperature on strength and mass loss of admixed concretes. *Constr. Build. Mater.* **2018**, *166*, 916–921.
70. Mendes, A.; Sanjayan, J.G.; Collins, F. Long-term progressive deterioration following fire exposure of OPC versus slag blended cement pastes. *Mater. Struct. Constr.* **2009**, *42*, 95–101.
71. Chen, B.; Li, C.; Chen, L. Experimental study of mechanical properties of normal-strength concrete exposed to high temperatures at an early age. *Fire Saf. J.* **2009**, *44*, 997–1002.
72. Endait, M.; Wagh, S. Effect of elevated temperature on mechanical properties of early-age concrete. *Innov. Infrastruct. Solut.* **2020**, *5*.
73. Yu, K.Q.; Lu, Z.D.; Yu, J. Residual compressive properties of strain-hardening cementitious composite with different curing ages exposed to high temperature. *Constr. Build. Mater.* **2015**, *98*, 146–155.
74. Shui, Z.; Xuan, D.; Chen, W.; Yu, R.; Zhang, R. Cementitious characteristics of hydrated cement paste subjected to various dehydration temperatures. *Constr. Build. Mater.* **2009**, *23*, 531–537.
75. Vyšvařil, M.; Bayer, P.; Chromá, M.; Rovnaníková, P. Physico-mechanical and microstructural properties of rehydrated blended cement pastes. *Constr. Build. Mater.* **2014**, *54*, 413–420.
76. Li, Q.; Wang, M.; Sun, H.; Yu, G. Effect of heating rate on the free expansion deformation of concrete during the heating process. *J. Build. Eng.* **2020**, 101896.
77. Wang, G.; Zhang, C.; Zhang, B.; Li, Q.; Shui, Z. Study on the high-temperature behavior and rehydration characteristics of hardened cement paste. *Fire Mater.* **2015**, *39*, 741–750.
78. *PN-EN 13670:2011 Wykonywanie konstrukcji z betonu*; 2011;
79. Busch, D.; Harte, R.; Krätzig, W.B.; Montag, U. New natural draft cooling tower of 200 m of height. *Eng. Struct.* **2002**, *24*, 1509–1521.
80. Bamu, P.C.; Zingoni, A. Damage, deterioration and the long-term structural performance of cooling-tower shells: A survey of developments over the past 50 years. *Eng. Struct.* **2005**, *27*, 1794–1800.
81. Konderla, P.; Kasprzak, T.; Kutylowski, G.; Waśniewski, G. Analiza stanu wyężenia konstrukcji chłodni kominowej w trakcie jej eksploatacji. In *Awarie budowlane : zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje*; 2017; pp. 793–804.

82. Noh, S.Y.; Krätzig, W.B.; Meskouris, K. Numerical simulation of serviceability, damage evolution and failure of reinforced concrete shells. *Comput. Struct.* **2003**, *81*, 843–857.
83. Sudret, B.; Defaux, G.; Pendola, M. Time-variant finite element reliability analysis - Application to the durability of cooling towers. *Struct. Saf.* **2005**, *27*, 93–112.
84. Radwańska, M.; Waszczyszyn, Z. Buckling analysis of a cooling tower shell with measured and theoretically-modelled imperfections. *Thin-Walled Struct.* **1995**, *23*, 107–121.
85. Hojdys, Ł.; Krajewski, P.; Seręga, S. Stan techniczny powłoki żelbetowej hiperboloidalnej chłodni kominowej z dużymi imperfekcjami po 35 latach użytkowania. *Przegląd Bud.* **2012**, *4*, 71–74.
86. Godbole, P.N.; Viladkar, M.N.; Tankha, A. Hyperbolic Cooling Towers with Bulge Imperfections. *J. Eng. Mech.* **1998**, *124*, 1269–1279.
87. Choi, C.-K.; Noh, H.-C. Stochastic Analysis of Shape Imperfection in RC Cooling Tower Shells. *J. Struct. Eng.* **2000**, *126*, 417–423.
88. González-Nicieza, C.; Ordiales-Martínez, V.; Laín-Huerta, R.; Laín-Huerta, C.; Álvarez-Fernández, M.I. Failure analysis of a cracked concrete pipe in a 50 MW thermosolar power plant. *Eng. Fail. Anal.* **2017**, *79*, 656–671.
89. Calderón, P.A.; Adam, J.M.; Payá-Zaforteza, I. Failure analysis and remedial measures applied to a RC water tank. *Eng. Fail. Anal.* **2009**, *16*, 1674–1685.
90. Bauer, J.; Pula, W. Reliability with respect to settlement limit-states of shallow foundations on linearly-deformable subsoil. *Comput. Geotech.* **2000**, *26*, 281–308.
91. Ditlevsen, O.; Madsen, H.O. Structural Reliability Methods. *Mech. Eng.* **2007**, 361.
92. Neville, A.M. Properties of concrete. **2011**.
93. Hsu, T.T.C.; Slate, F.O.; Sturman, G.M.; Winter, G. Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve. *J. Proc.* **1963**, *60*, 209–224.
94. Eligehausen, R.; Sawade, G. Verhalten Von Beton Auf Zug. *Betonw. und Fert. Precast. Plant Technol.* **1985**, *51*, 315–322.
95. Schlangen, E. Experimental and numerical analysis of fracture process in concrete. *Heron* 1993, *38*, 1–17.
96. Godycki-Ćwirko, T. *Mechanika betonu*; Arkady, 1982;
97. Frenay, J.W. Theory and Experiments on the Behaviour of Cracks in Concrete Subjected to Sustained Shear Loading. *HERON* **1990**, 35.
98. Pruijssers, A.F. Theoretical and experimental analysis of the behaviour of cracked concrete under monotonic and cyclic shear loading. *HERON* **1988**, 33.
99. Millard, S.G.; Johnson, R.P. Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action. *Mag. Concr. Res.* **1984**, *36*, 9–21.
100. Mansur, M.A.; Vinayagam, T.; Tan, K.-H. Shear Transfer across a Crack in Reinforced High-Strength Concrete. *J. Mater. Civ. Eng.* **2008**, *20*, 294–302.
101. Cuenca, E.; Conforti, A.; Monfardini, L.; Minelli, F. Shear transfer across a crack in ordinary and alkali activated concrete reinforced by different fibre types. *Mater. Struct. Constr.* **2020**, *53*, 1–15.

IV.F Omówienie merytoryczne zrealizowanego oryginalnego osiągnięcia technologicznego

IV.F.1 Cel i zakres osiągnięcia technologicznego

W prezentowanym osiągnięciu technologicznym monitoring konstrukcji jest prowadzony w celu określenia aktualnego zagrożenia wynikającego z jej obciążenia (od, śniegu, obciążeń użytkowych, wiatru) oraz identyfikacji i rejestracji poważnych zmian w zachowaniu się konstrukcji. System dostarcza informacji o aktualnym stanie i długoterminowym zachowaniu się konstrukcji. Pomiary odbywają się ze stałą częstotliwością, a monitorowanie i rejestracja pomiarów odbywa się na bieżąco (tj. bez przerw czasowych, za pomocą na stałe zamocowanych czujników). Wyniki pomiarów są porównywane z wcześniej ustalonymi wartościami referencyjnymi dotyczącymi obciążenia i właściwości konstrukcji.

Działanie systemu opiera się na jednoczesnym wykorzystaniu zaawansowanych technologii pomiarowych, elektronicznych i informatycznych. Jego podstawową częścią jest dedykowane oprogramowanie, wzbogacone o moduł ekspercki analizujący dane pomiarowe i wspomagający decyzje użytkownika, który jest informowany o poziomie wyężenia. Bieżący poziom obciążenia jest ustalany na podstawie pomiarów odkształceń, przemieszczeń lub kątów i jest porównywany z wartościami referencyjnymi. Wyznaczenie wartości referencyjnych stanowi element skalowania systemu i może odbywać się na podstawie obliczeń, obciążeń próbnych lub na podstawie bezpośrednich pomiarów obciążeń (np. ciężaru śniegu).

Wybór mierzonych i rejestrowanych parametrów zależy od konkretnego przypadku, a wybór i rozmieszczenie czujników je rejestrujących wymaga wiedzy o zachowaniu się konkretnej konstrukcji, spodziewanych zagrożeniach i wartościach mierzonych parametrów. W systemie czujniki dobierane są z uwzględnieniem rozdzielczości pomiarów, błędów pomiarów, zakresu mierzonych wartości, trwałości czujników i stabilności pomiarów w czasie. Do prawidłowego funkcjonowania systemu konieczne jest uwzględnienie cech materiału konstrukcji (stal, beton i drewno) oraz spodziewanych obciążeń po uruchomieniu systemu monitorowania. W konstrukcjach betonowych istotny jest również wiek betonu w czasie uruchomienia, ponieważ wartości referencyjne nie są stałe w czasie. W celu uzyskania informacji o mierzonych parametrach wykorzystywane są najczęściej obliczenia konstrukcji. Możliwe jest również uzyskanie takich informacji na podstawie obciążeń próbnych.

Możliwe jest również zastosowanie tego systemu w sytuacjach wystąpienia zagrożenia bezpieczeństwa (np. przekroczenie projektowanego czasu eksploatacji lub uszkodzenia) do prowadzenia dalszej eksploatacji konstrukcji, ale niezbędna jest wówczas ocena pomiarów w wystarczająco krótkich okresach.

Innym celem systemu jest spełnienie wymagań prawnych w „budynekach użyteczności publicznej z pomieszczeniami przeznaczonymi do przebywania znacznej liczby osób”, zgodnie w § 204 pkt. 7 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Zawarty w nim wymóg stosowania „urządzeń do stałej kontroli parametrów istotnych dla bezpieczeństwa konstrukcji, takich jak: przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia w konstrukcji” jest mało precyzyjny i pozwala na dużą swobodę w projektowaniu takiego systemu.

Z uwagi na powyższe wymagania prawne i koszty systemu jest on instalowany w obiektach o dużej powierzchni i dużym znaczeniu gospodarczym lub społecznym. Listę realizacji oraz powierzchnię objętą monitorowaniem (od 1440 m² do 22500 m²) podano w pkt. IV.D.

IV.F.2 Wprowadzenie do problematyki

Bezpieczeństwo i niezawodność konstrukcji inżynierskich mogą być zagwarantowane poprzez stałą ocenę stanu konstrukcji w połączeniu z działaniami konserwacyjnymi. Najważniejszą przesłanką do dokonania prawidłowej oceny są rzeczywiste informacje o stanie konstrukcji, w tym o obciążeniach. Postęp w technologii budowy czujników wraz z technologią gromadzenia i transmisji informacji oraz ich analizy przyczynił się do rozwoju systemów dostarczających informacji przez cały okres użytkowania konstrukcji.

W przypadku, gdy celem obserwacji jest uzyskanie informacji o obciążeniach działających na konstrukcję, wymagana jest wiedza o zachowaniu się systemu konstrukcyjnego, którą można uzyskać poprzez badanie metodami eksperymentalnymi. Działania takie powinny uwzględniać rozkład obciążeń w przestrzeni i w czasie. Odpowiedź konstrukcji lub wyznaczone obciążenia mogą być wykorzystane do kolejnych zadań, jak weryfikacja i ulepszanie istniejących modeli obciążeń, opracowania alternatywnych modeli obciążeń, trendu wzrostu i spadku obciążenia, określenia współdziałania obciążeń, określenia współczynników obliczeniowych, podjęcia działań w celu zmniejszenia efektów obciążenia lub zwiększenia nośności konstrukcji. Wartości mierzone będące efektami

obciążenia są korygowane w odniesieniu do warunków fizycznych i bazowego modelu obciążenia, który jest wykorzystany w projekcie lub w trakcie oceny.

Modele obciążeń, choć niekoniecznie odzwierciedlają precyzyjnie rzeczywistość, opisują obciążenia w taki sposób, że ich wpływ na konstrukcję odzwierciedla rzeczywiste obciążenia. Zwykle wybierana jest maksymalna wartość tego równoważnego działania z ustalonym prawdopodobieństwem i ustalonym okresem powrotu związanym z okresem eksploatacji konstrukcji. W przypadku aktualizowania modelu obciążeń na podstawie obserwacji efektów oddziaływania, poziom bezpieczeństwa można również na bieżąco aktualizować. Kalibracja modeli obciążenia musi być wykonana na podstawie wyników monitorowania obciążenia i odnosić się do parametrów statystycznych modelu oraz do uzyskiwanych obliczeniowo i zmierzonych efektów obciążeń (np. odkształceń).

Monitoring obciążeń można wykonywać jako ciągły, cykliczny, incydentalny i zależny od obciążenia (aktywowany sygnałem wyzwalającym). Informacje są rejestrowane i gromadzone w sposób uporządkowany względem czasu. Do monitorowania obciążeń wolnozmiennych, odczyty w regularnych odstępach czasu są najczęściej wystarczające. Dane pomiarowe dla procesów wolnozmiennych są opisywane za pomocą wielkości statystycznych, takich jak wartości maksymalne, średnie kroczące i wariancje. Z kolei procesy szybkozmiennych (jak np. skutki obciążenia ruchem, wiatrem, uderzenia i wstrząsy) muszą być mierzone w sposób ciągły, dzięki czemu możliwe jest rejestrowanie wszystkich zmian obciążenia.

Niezależnie od charakteru obciążenia, w procesie monitorowania, konstrukcja działa jak filtr, który przekształca sygnał wejściowy w postaci obciążeń na sygnał wyjściowy w postaci odpowiedzi na obciążenia. W odróżnieniu od obciążenia i samej konstrukcji, te odpowiedzi (deformacje, przyspieszenia, itp.) mają w procesie monitorowania charakter dyskretny, gdyż pomiary prowadzone są w punktach, choć istnieją techniki pozwalające na pomiar niemal ciągły (w przestrzeni), jak np. skanowanie 3D. Ze względu na ograniczony dostęp do zainstalowanych urządzeń, do monitorowania konstrukcji przydatne są jedynie czujniki, które są trwałe oraz stabilne i niezawodne. Inną istotną ich cechą jest kompensacja lub odporność na działanie czynników zewnętrznych takich jak: temperatura, wilgotność, czy uszkodzenia mechaniczne. Czujniki można podzielić na takie, które służą do pomiarów lokalnych lub służą do obserwacji globalnych z punktu widzenia konstrukcji. Czujniki mogą być montowane wewnątrz konstrukcji, jak i na jej powierzchni, a pomiary mogą być rejestrowane jako przemieszczenia, odkształcenia, naprężenie lub siła (po przeskalowaniu z odkształceń), masa, parametry dynamiczne, i temperatura. Ze względu na wymienione ograniczenia, obecnie najczęściej stosowane są czujniki światłowodowe, piezoelektryczne, strunowe, hydrostatyczne i laserowe.

Określenie obciążeń lub ich efektów ma duże znaczenie dla realistycznej oceny stanu konstrukcji oraz w przypadkach dynamicznych lub zmęczeniowych pozostałego jej czasu życia lub określenia okresów konserwacji. Zagrożenia wynikające ze zmian w konstrukcji w postaci uszkodzeń pojawiają się nagle lub rozwijają się w wyniku procesów zmiennych w czasie i mogą kumulować się. W sensie przestrzennym, uszkodzenia są lokalne lub rozproszone, a zagrożenie z nich wynikające jest rozpoznawane jako zmiana w geometrii (np. kąt obrotu, kształt rysy), poprzez wpływ na nośność lub sztywność, lub poprzez zmiany w rozpraszaniu energii (tłumienie). Przyczynami powstania zagrożeń mogą być: przeciążenie, pogorszenie właściwości (np. korozja, zmęczenie, zarysowanie, pękanie) lub pojawienie się obciążeń wyjątkowych (np. wysoka temperatura).

Istotnym elementem systemu monitorowania może być model konstrukcji, który jest albo odzwierciedleniem stanu projektowanego, albo jest uaktualniony w procesie inwentaryzacji konstrukcji i kalibracji na podstawie pomiarów uzyskanych z systemu monitorowania. Kalibracja polega na zmianie parametrów modelu tak, aby wyniki obliczeń były zbieżne do wyników pomiarów i powinna być przeprowadzona w warunkach kontrolowanych obciążenia próbnego. Do kalibracji wykorzystywany jest model liniowy z wyidealizowanymi warunkami brzegowymi i stanowi on punkt wyjścia do ewentualnych analiz nieliniowych stosowanych w celu przewidywania scenariuszy awarii. Model taki może być również wykorzystywany do bieżącej oceny stanu konstrukcji poprzez kontrolę wyężenia, obciążeń, sił wewnętrznych lub deformacji.

IV.F.3 Omówienie merytoryczne najważniejszych elementów systemu

Omawiane osiągnięcie technologiczne zostało zrealizowane przy założeniu, że procesy są wolnozmiennych. Jest ono również wykorzystywane do oceny wpływu obciążenia wiatrem (które nie jest procesem wolnozmiennych), ale z uwagi na techniczne ograniczenia czujników i w częstotliwości pomiarów, możliwe jest jedynie wychwycenie trendu tego obciążenia. Parametrami monitorowania są odkształcenia / naprężenia, przemieszczenia oraz kąty obrotu i im są przypisywane wartości referencyjne wyznaczone obliczeniowo. Wartości referencyjne odpowiadają najczęściej

odpowiedzi konstrukcji wynikającej z obciążeń przyjętych w projekcie lub ekspertyzie konstrukcji. Zagrożenie w omawianym osiągnięciu jest więc zdefiniowane jako przeciążenie konstrukcji.

Do pomiarów parametrów konstrukcji najczęściej wykorzystywane są czujniki strunowe odkształceń o zakresie pomiarowym 3×10^{-3} i rozdzielczości 4×10^{-7} , rzadziej czujniki hydrostatyczne o zakresie pomiarowym 300 mm i rozdzielczości 0,01 mm oraz inklinometry o zakresie pomiarowym 10° i rozdzielczości $10''$.

Skalowanie systemu odbywa się na podstawie obliczeń, a kalibracja modeli obliczeniowych w omawianych nie była przeprowadzana z uwagi na uwarunkowania ekonomiczne i obawy inwestorów o bezpieczeństwo w czasie obciążeń próbnych (była przeprowadzana natomiast w obiektach referencyjnych w ramach projektu badawczego wymienionego w pkt. IV.B.). Stan konstrukcji jest, więc oceniany na podstawie modeli nieskalbrowanych.

Bezpośrednie pomiary w czujnikach są analogowe i przetwarzane na sygnał cyfrowy o określonej częstotliwości występowania. W zależności od zadania częstotliwość pomiarów oraz ich sekwencja musi być określona przed rozpoczęciem pomiarów, ale możliwa jest również adaptacyjna zmiana częstotliwości. Im proces podlega częstszym zmianom w czasie, tym większe częstotliwości pomiarów są wymagane. Orientacyjnie przyjmuje się, że wystarczająca jest pięciokrotnie większa częstotliwość pomiarów niż częstotliwość występowania zjawiska.

Sygnał jest bieżąco przetwarzany – podlega filtrowaniu i obliczeniom, poprzez:

- Zastosowanie filtrów górno- i/lub dolnoprzepustowych separujących pomiar od zakłóceń związanych np. ze zmianami temperatury, szumem lub błędnymi sygnałami związanymi z uszkodzeniem czujnika.
- Obliczanie parametrów statystycznych (średnie, odchylenia standardowe, wartości ekstremalne).
- Analizę statystyczną poprzez określenie wskaźnika niezawodności.

Wybór algorytmu jest istotnym elementem systemu monitorowania i wpływa na liczbę danych i typ informacji diagnostycznych. Dodatkowym problemem nie wymienionym wcześniej jest integracja sygnałów z czujników mierzących różne wielkości fizyczne w spójny system przekazujący użytkownikowi syntetyczną i czytelną informację np. w postaci ostrzeżeń lub zaleceń. W tym względzie wybrałem dwa podejścia: komunikaty generowane na podstawie informacji o wyężeniu (proporcja pomiędzy bieżącym pomiarem a pomiarem referencyjnym) lub na podstawie wskaźnika niezawodności.

Wskaźnik niezawodności β jest miarą bezpieczeństwa w metodzie FORM (First Order Reliability Method), która pozwala również na określenie prawdopodobieństwa przekroczenia (P_f). W przypadku rozkładu normalnego stosowana jest zależność:

$$P_f = \Phi(\alpha_E \beta),$$

w którym Φ jest funkcją standaryzowanego rozkładu normalnego, a $\alpha_E \leq 1$ współczynnikiem wrażliwości FORM. Wówczas zgodnie z PN EN 1990:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g}$$

gdzie g jest funkcją zagrożenia od obciążenia (np. użytkowego):

$$\text{funkcja } g = Q^r - Q$$

$$\beta = \frac{\overline{Q^r} - \bar{Q}}{\sigma_g}$$

gdzie: Q^r jest wartością referencyjną obciążenia Q , a μ_g i σ_g są, odpowiednio, wartością średnią i odchyleniem standardowym funkcji g .

Natomiast w przypadku rozkładu Gumbela wartości maksymalnych, stosowanej najczęściej do obciążenia śniegiem i wiatrem, wartość obliczeniowa obciążenia jest wykorzystywana do wyznaczenia wskaźnika β zgodnie z zależnością podaną w PN EN 1990:

$$Q_d = \mu_Q - \frac{0,577\sigma_Q\sqrt{6}}{\pi} - \frac{1}{\alpha_E} \ln[-\ln\Phi(\alpha_E\beta)],$$

gdzie: μ_Q i σ_Q są, odpowiednio, wartością średnią i odchyleniem standardowym obciążenia Q , a Q_d wartością obliczeniową obciążenia.

Zastosowanie funkcji wynikającej z rozkładu Gumbela do określania obciążeń w oparciu o pomiary ciężaru śniegu lub prędkości wiatru, wymaga to albo przeprowadzania badań własnych, albo skorzystania z danych literaturowych. W przypadku śniegu dane te są dostępne dla wielu miejscowości w Polsce.

Pomiary z czujników w omawianym osiągnięciu technologicznym są przetwarzane za pośrednictwem moich autorskich algorytmów, w których sygnał jest filtrowany, odrzucane są wartości niewiarygodne i prowadzone są obliczenia określające statystycznie względne wyłączenie konstrukcji z uwagi na obciążenia śniegiem, użytkowe lub wiatrem. Drugi algorytm określa również wskaźnik niezawodności β wg zależności opisanych w tym punkcie (tj. wg PN EN 1990) dla obciążeń, które podlegają pomiarom. Zapisy algorytmów przedstawiono w Tabeli 1 i Tabeli 2, a przykład zastosowania w pkt. IV.F.4. Zmiennymi losowymi w algorytmach są albo wyłączenie albo obciążenie wyznaczone na podstawie wyłączenia.

Tabela 1. Zapis algorytmu obliczającego wyłączenie zrealizowany w systemie monitorowania konstrukcji (na przykładzie pomiarów odkształceń).

KROK	OPERACJA WYKONYWANA W KROKU m
$m=1$	Przypisanie stałych: E_s – moduł sprężystości przyjęty w modelu obliczeniowym, α – poziom istotności, δ^g – zbiór wartości referencyjnych dla przemieszczeń w górę, δ^d – zbiór wartości referencyjnych dla przemieszczeń w dół, δ_{min} – wartość graniczna dla filtra górnoprzepustowego, δ_{max} – wartość graniczna dla pierwszego filtra dolnoprzepustowego, ω_{max} – wartość maksymalna wyłączenia, $\bar{\delta}$ – wartość graniczna dla drugiego filtra dolnoprzepustowego, $k-l$ – długość przedziału do obliczenia średniej kroczącej
$m=2$	Odczyt zerowy / początkowy odkształceń $\varepsilon_{0i}(t_0)$ oraz temperatury $T_{0i}(t_0)$, $i = 1..n$, n – liczba czujników na dźwigarze/punkcie pomiarowym podlegających wspólnym obliczeniom, t_0 – data/godzina/czas pomiarów zerowych/początkowych
$m=3$	Odczyt bieżących odkształceń $\varepsilon_i(t_i)$ oraz temperatury $T_i(t_i)$ z czujników t_i – data/godzina/czas pomiaru
$m=4$	Obliczenie przyrostu odkształceń: $\Delta\varepsilon_{ij} = \varepsilon_i(t_i) - \varepsilon_{0i}(t_0)$
$m=5$	Obliczenie przyrostu naprężenia: $\Delta\sigma_{ij} = \Delta\varepsilon_{ij} \cdot E_s$
$m=6$	Obliczenie wyłączeń: $\omega_{ij}^g = \Delta\sigma_{ij} / \delta^g$ oraz $\omega_{ij}^d = \Delta\sigma_{ij} / \delta^d$ δ^g oraz δ^d – progi dla czujnika „i” wyrażone w naprężeniach
$m=7$	Kontrola czy wszystkie czujniki wskazują jeden kierunek ugięcia Jeżeli $(\omega_{ij}^g \geq 0$ dla każdego $i = 1..n) = \text{prawda} \Rightarrow \omega_{ij} = \omega_{ij}^g \rightarrow \text{pkt. 9}$ Jeżeli $(\omega_{ij}^d \geq 0$ dla każdego $i = 1..n) = \text{prawda} \Rightarrow \omega_{ij} = \omega_{ij}^d \rightarrow \text{pkt. 9}$
$m=8$	Jeżeli $(\omega_{ij}^g \geq 0) = \text{prawda} \Rightarrow \omega_{ij} = \omega_{ij}^g$ = fałsz $\Rightarrow \omega_{ij} = \omega_{ij}^d$ Komunikat „pomiar nie wskazuje jednoznacznie kierunku ugięcia”
$m=9$	$\omega_{maxj} = \max(\omega_{ij}, i=1..n)$
$m=10$	Jeżeli $\omega_{maxj} > \delta_{min} \Rightarrow \text{Kontrola M/D} = 0$ Jeżeli $\omega_{maxj} \leq \delta_{min} \Rightarrow \text{Kontrola M/D} = 1$
$m=11$	Jeżeli był użyty pkt. 8 \wedge Kontrola M/D = 0 $\Rightarrow \omega_{ij} = \text{error}$
$m=12$	Jeżeli $\omega_{ij} \geq \delta_{max} \Rightarrow \omega_{ij} = \text{error} \wedge \text{Komunikat „niepoprawne pomiary”}$
$m=13$	Kontrola ile liczb = ile razy $\omega_{ij} < \text{error}$, $i=1..n$
$m=14$	Jeżeli (Kontrola ile liczb > 0) = prawda $\Rightarrow \bar{\omega}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \omega_{ij}$

	$= \text{fałsz} \Rightarrow \bar{\omega}_j = 0$ <p>Jeżeli (Kontrola ile liczb > 3) = prawda \Rightarrow</p> $s_j = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\omega_{ij} - \bar{\omega}_j)^2}$ <p>$= \text{fałsz} \Rightarrow s_j = 0$</p>
$m=15$	$\text{Min.} = \bar{\omega}_j - 3s_j$ $\text{Max.} = \bar{\omega}_j + 3s_j$
$m=16$	Jeżeli $\bar{\omega}_j > \bar{\delta} \Rightarrow$ dla $i = 1 \dots n$, $\omega_{ij} =$ pusta (brak wartości) \wedge Komunikat „niewiarygodnie wysokie wartości pomiarów”
$m=17$	Jeżeli $\omega_{ij} < \text{Min.} \Rightarrow \omega_{ij} =$ pusta (brak wartości) Jeżeli $\omega_{ij} > \text{Max.} \Rightarrow \omega_{ij} =$ pusta (brak wartości)
$m=18$	Liczba pomiarów chwilowych = ile razy $\omega_{ij} <>$ pusta (brak wartości), $i=1 \dots n$
$m=19$	Liczba pomiarów = ile razy $\omega_{ij} <>$ pusta (brak wartości), $i=1 \dots n \wedge j=l \dots k$ Przedział $l \dots k$ przemieszcza się wraz z czasem, służy do obliczenia średniej kroczącej, np. może być tak ustawiony, aby liczba pomiarów $\approx 30 - 50$. Z każdym nowym pomiarem ($j=j+1$) wzrasta $l = l+1 \wedge k=k+1$.
$m=20$	Jeżeli Liczba pomiarów > 3: Chwilowe wyłączenie średnie: $\bar{\omega}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \omega_{ij}$ Wyłączenie średnie: $\bar{\omega} = \frac{1}{k-l} \sum_{j=l}^k \sum_{i=1}^n \omega_{ij}$ Odchylenie standardowe: $s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{j=l}^k \sum_{i=1}^n (\omega_{ij} - \bar{\omega})^2}$
$m=21$	Wyłączenie na poziomie istotności α : $\omega_\alpha = \bar{\omega} + t_\alpha \cdot s$ t jest dobierane na podstawie na podstawie liczby pomiarów i poziomu istotności α .
$m=22$	Jeżeli $\omega_\alpha > \omega_{max}$ Komunikat o przekroczeniu wartości maksymalnej wyłączenia / obciążenia
$m=23$	Powrót do kroku $m=3$.

Tabela 2. Zapis algorytmu obliczającego wskaźnik niezawodności zrealizowany w systemie monitorowania konstrukcji, na przykładzie pomiarów odkształceń.

KROK	OPERACJA WYKONYWANA W KROKU m
$m=1$	Przypisanie stałych: E_s – moduł sprężystości przyjęty w modelu obliczeniowym, α_E – współczynnik wrażliwości FORM, β_{min} – minimalna wymagana wartość wskaźnika niezawodności, γ_F – współczynnik obliczeniowy, δ^g – zbiór wartości referencyjnych dla przemieszczeń w górę, δ^d – zbiór wartości referencyjnych dla przemieszczeń w dół, Q^g – wartości referencyjna obciążenia dla przemieszczeń w górę (np. wiatr), Q^d – wartości referencyjna obciążenia dla przemieszczeń w dół np. śnieg), v^g – współczynnik zmienności obciążenia dla przemieszczeń w górę, α^g – poziom istotności obciążenia dla przemieszczeń w górę, v^d – współczynnik zmienności obciążenia dla przemieszczeń w dół, α^d – poziom istotności obciążenia dla przemieszczeń w dół, δ_{min} – wartość graniczna dla filtra górnoprzepustowego, δ_{max} – wartość graniczna dla pierwszego filtra dolnoprzepustowego, $\bar{\delta}$ – wartość graniczna dla drugiego filtra dolnoprzepustowego, $k-l$ – długość przedziału do obliczenia średniej kroczącej
$m=2$	Odczyt zerowy / początkowy odkształceń $\varepsilon_0(t_0)$ oraz temperatury $T_{0i}(t_0)$,

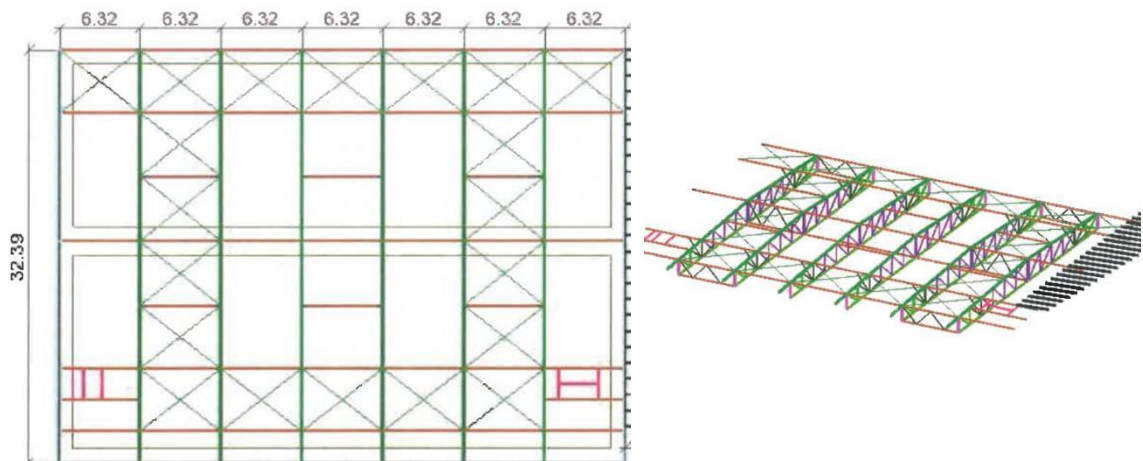
	<p>$i = 1 \dots n$, n – liczba czujników na dźwigarze/punkcie pomiarowym podlegających wspólnym obliczeniom, t_0 – data/godzina/czas pomiarów zerowych/początkowych</p>
$m=3$	Odczyt bieżących odkształceń $\varepsilon_i(t_j)$ oraz temperatury $T_i(t_j)$ z czujników t_j – data/godzina/czas pomiaru
$m=4$	Obliczenie przyrostu odkształceń: $\Delta\varepsilon_{ij} = \varepsilon_i(t_j) - \varepsilon_{0i}(t_0)$
$m=5$	Obliczenie przyrostu naprężenia: $\Delta\sigma_{ij} = \Delta\varepsilon_{ij} \cdot E_s$
$m=6$	Obliczenie wytężeń: $\omega^{g_{ij}} = \Delta\sigma_{ij} / \delta^{g_i}$ oraz $\omega^{d_{ij}} = \Delta\sigma_{ij} / \delta^{d_i}$ δ^{g_i} oraz δ^{d_i} – progi dla czujnika „i” wyrażone w naprężeniach
$m=7$	Kontrola czy wszystkie czujniki wskazują jeden kierunek ugięcia Jeżeli ($\omega^{g_{ij}} \geq 0$ dla każdego $i = 1 \dots n$) = prawda $\Rightarrow \omega_{ij} = \omega^{g_{ij}} \rightarrow$ Kontrola G/D = g \rightarrow pkt. 9 Jeżeli ($\omega^{d_{ij}} \geq 0$ dla każdego $i = 1 \dots n$) = prawda $\Rightarrow \omega_{ij} = \omega^{d_{ij}} \rightarrow$ Kontrola G/D = d \rightarrow pkt. 9
$m=8$	Jeżeli ($\omega^{g_{ij}} \geq 0$) = prawda $\Rightarrow \omega_{ij} = \omega^{g_{ij}}$ = fałsz $\Rightarrow \omega_{ij} = \omega^{d_{ij}}$ Komunikat „pomiar nie wskazuje jednoznacznie kierunku ugięcia”
$m=9$	$\omega_{\max j} = \max(\omega_{ij}, i=1 \dots n)$
$m=10$	Jeżeli $\omega_{\max j} > \delta_{\min} \Rightarrow$ Kontrola M/D = 0 Jeżeli $\omega_{\max j} \leq \delta_{\min} \Rightarrow$ Kontrola M/D = 1
$m=11$	Jeżeli był użyty pkt. 8 \wedge Kontrola M/D = 0 $\Rightarrow \omega_{ij} = \text{error}$
$m=12$	Jeżeli $\omega_{ij} \geq \delta_{\max} \Rightarrow \omega_{ij} = \text{error} \wedge$ Komunikat „niepoprawne pomiary”
$m=13$	Kontrola ile liczb = ile razy $\omega_{ij} \neq \text{error}$, $i=1 \dots n$
$m=14$	Jeżeli (Kontrola ile liczb > 0) = prawda $\Rightarrow \bar{\omega}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \omega_{ij}$ = fałsz $\Rightarrow \bar{\omega}_j = 0$ Jeżeli (Kontrola ile liczb > 3) = prawda \Rightarrow $s_j = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\omega_{ij} - \bar{\omega}_j)^2}$ = fałsz $\Rightarrow s_j = 0$
$m=15$	$Min. = \bar{\omega}_j - 3s_j$ $Max. = \bar{\omega}_j + 3s_j$
$m=16$	Jeżeli $\bar{\omega}_j > \bar{\delta} \Rightarrow$ dla $i = 1 \dots n$, $\omega_{ij} = \text{pusta}$ (brak wartości) \wedge Komunikat „niewiarygodnie wysokie wartości pomiarów”
$m=17$	Jeżeli $\omega_{ij} < Min. \Rightarrow \omega_{ij} = \text{pusta}$ (brak wartości) Jeżeli $\omega_{ij} > Max. \Rightarrow \omega_{ij} = \text{pusta}$ (brak wartości)
$m=18$	Liczba pomiarów chwilowych = ile razy $\omega_{ij} \neq \text{pusta}$ (brak wartości), $i=1 \dots n$
$m=19$	Jeżeli $\omega_{ij} \neq \text{pusta}$ (brak wartości) $\wedge \omega^{g_{ij}} > 0 \Rightarrow Q_{ij} = Q^g \omega_{ij}$ Jeżeli $\omega_{ij} \neq \text{pusta}$ (brak wartości) $\wedge \omega^{d_{ij}} > 0 \Rightarrow Q_{ij} = Q^d \omega_{ij}$ Jeżeli $\omega_{ij} = \text{pusta}$ (brak wartości) $\Rightarrow Q_{ij} = \text{pusta}$ (brak wartości)
$m=20$	Liczba pomiarów = ile razy $\omega_{ij} \neq \text{pusta}$ (brak wartości), $i=1 \dots n \wedge j=1 \dots k$ Przedział $l \dots k$ przemieszcza się wraz z czasem, służy do obliczenia średniej kroczącej, np. może być tak ustawiony, aby liczba pomiarów $\approx 50 - 100$. Z każdym nowym pomiarem ($j=j+1$) wzrasta $l = l+1 \wedge k=k+1$.
$m=21$	Jeżeli Liczba pomiarów > 3: Chwilowe obciążenie średnie: $\bar{Q}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_{ij}$ Obciążenie średnie: $\bar{Q} = \frac{1}{k-l} \sum_{j=l}^k \sum_{i=1}^n Q_{ij}$ Odchylenie standardowe: $s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{j=l}^k \sum_{i=1}^n (Q_{ij} - \bar{Q})^2}$
$m=22$	W przypadku dachu obciążonego śniegiem i wiatrem: Jeżeli Liczba pomiarów > 3 \wedge Kontrola G/D = d $\Rightarrow r = d$ Jeżeli Liczba pomiarów > 3 \wedge Kontrola G/D = g $\Rightarrow r = g$

	<p>Wskaźnik β jest wyznaczany z równania:</p> $\gamma_F Q^r = \bar{Q} - \frac{0,577 \cdot s \cdot \sqrt{6}}{\pi} - \frac{1}{\alpha_E} \ln[-\ln\Phi(\alpha_E \beta)]$
$m=23$	<p>W przypadku obciążenia użytkowego stropu lub braku rozwiązania dla $m=22$ wskaźnik β jest wyznaczany z równań: Jeżeli Liczba pomiarów $> 3 \wedge$ Kontrola G/D = d $\Rightarrow r = d$ Jeżeli Liczba pomiarów $> 3 \wedge$ Kontrola G/D = g $\Rightarrow r = g$ Obciążenia referencyjne średnie: $\bar{Q}^r = \frac{Q^r}{1+t^r \nu^r}$</p> $\beta = \frac{\bar{Q}^r - \bar{Q}}{\sqrt{s^2 + (\nu^r \bar{Q}^r)^2}}$ <p>t^r są dobierane na podstawie poziomów istotności α^r,</p>
$m=24$	Jeżeli $\beta < \beta_{min} \Rightarrow$ Komunikat „niski wskaźnik niezawodności”
$m=25$	Powrót do kroku $m=3$.

Na podstawie algorytmów możliwa jest ocena wyczerpania i wskaźnika niezawodności konstrukcji nie tylko w przypadkach obciążeń podanych w opisie. W nowych konstrukcjach istnieje możliwość instalacji czujników przed scaleniem konstrukcji lub tuż po zmontowaniu elementu, wówczas ocena może obejmować wszystkie lub większość obciążeń. Niestety świadomość wśród wykonawców jest w tym względzie niska. Dominuje przekonanie, że zamontowanie nawet skromnego systemu monitorowania rozwiązuje problem z oceną bezpieczeństwa. W przypadku montażu systemu na istniejącej konstrukcji również możliwe jest uwzględnienie wszystkich obciążeń, wymaga to jednak wykonania badań uszkadzających (choć w bardzo niewielkim stopniu) konstrukcję, na co użytkownicy nie chcą się zgadzać.

IV.F.4 Przykład zastosowania

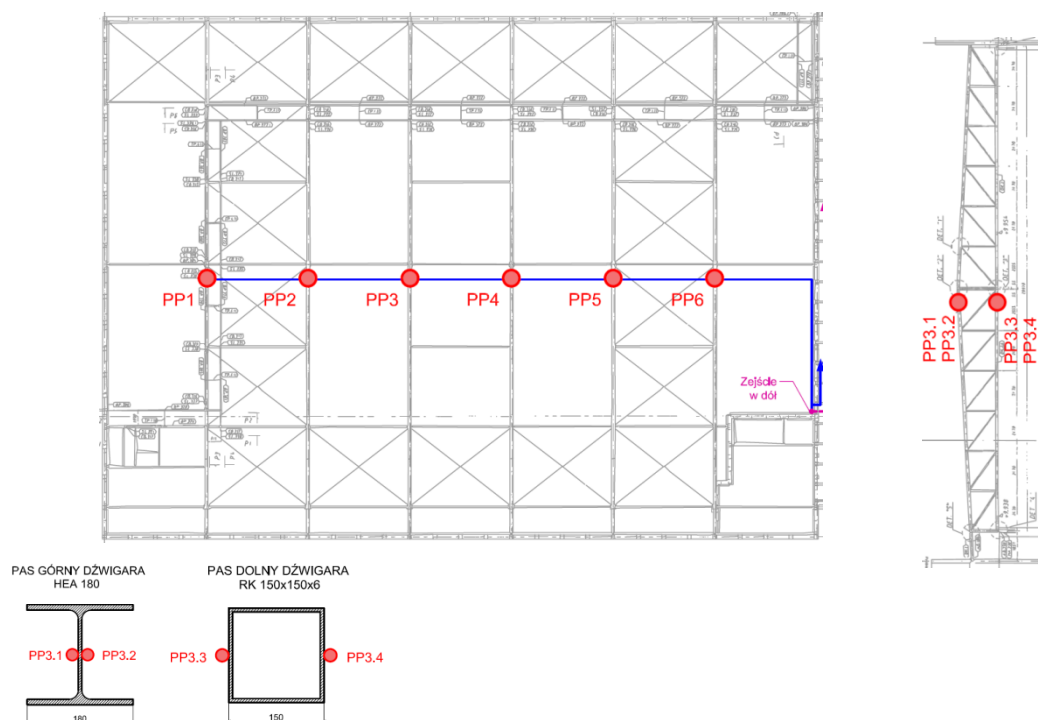
Omawiane osiągnięcie technologiczne zostało zrealizowane i funkcjonuje w wielu obiektach, w tym w budynku hali sportowej, w której monitorowany jest dach. Konstrukcję stalową dachu wykonano z dźwigarów karatowych o rozpiętości ok. 30 m, jako bezpłatniową z układem stężeń przedstawionym na Rys. 6 i pokryciem z blachy trapezowej. System monitorowania wykorzystuje pomiary odkształceń w dźwigarach głównych wykonywane za pomocą czujników strunowych. Zastosowano czujniki o zakresie pomiarowym 3×10^{-3} i rozdzielczości 4×10^{-7} . Układ czujników zamontowanych do powierzchni konstrukcji kratownic za pomocą zgrzewania przedstawiono na Rys. 7.



Rys. 6. Rzut i izometria konstrukcji dachu – model obliczeniowy.

Do analizy pomiarów zastosowano algorytmy omówione w pkt. IV.F.3. W Tabela 3 przedstawiono wartości referencyjne (δ^g ; i δ^d) wyznaczone z obliczeń statycznych konstrukcji dachu wykorzystujących model przestrzenny przedstawiony na Rys. 6. Z kolei na Rys. 8 przedstawiono przykładowe wyniki pomiarów przed i po zastosowaniu algorytmu wyznaczającego wyczerpanie. Na Rys. 9 zestawiono wyniki obliczeń wyczerpania z trzech różnych dźwigarów dachowych, aby zademonstrować rozbieżności pomiędzy teoretycznie tak samo obciążonymi elementami. Na Rys.

10, również zbiorczo, przedstawiono wyniki obliczeń wskaźnika niezawodności. Wykresy na Rys. 8 - Rys. 10 obejmują 28 dni z grudnia 2021 roku. Tendencje zmian wyężenia we wszystkich dźwigarach (Rys. 7) są spójne, natomiast rozbieżności w wartościach są stosunkowo duże, co można tłumaczyć niewielkim bezwzględnym wyężeniem. Przy wyższych poziomach wyężenia różnice powinny zanikać. Wskaźnik niezawodności (Rys. 10) wykazuje zaś wystarczający poziom bezpieczeństwa $\beta > 5$ (przy wymaganej wartości $\beta \approx 3$).

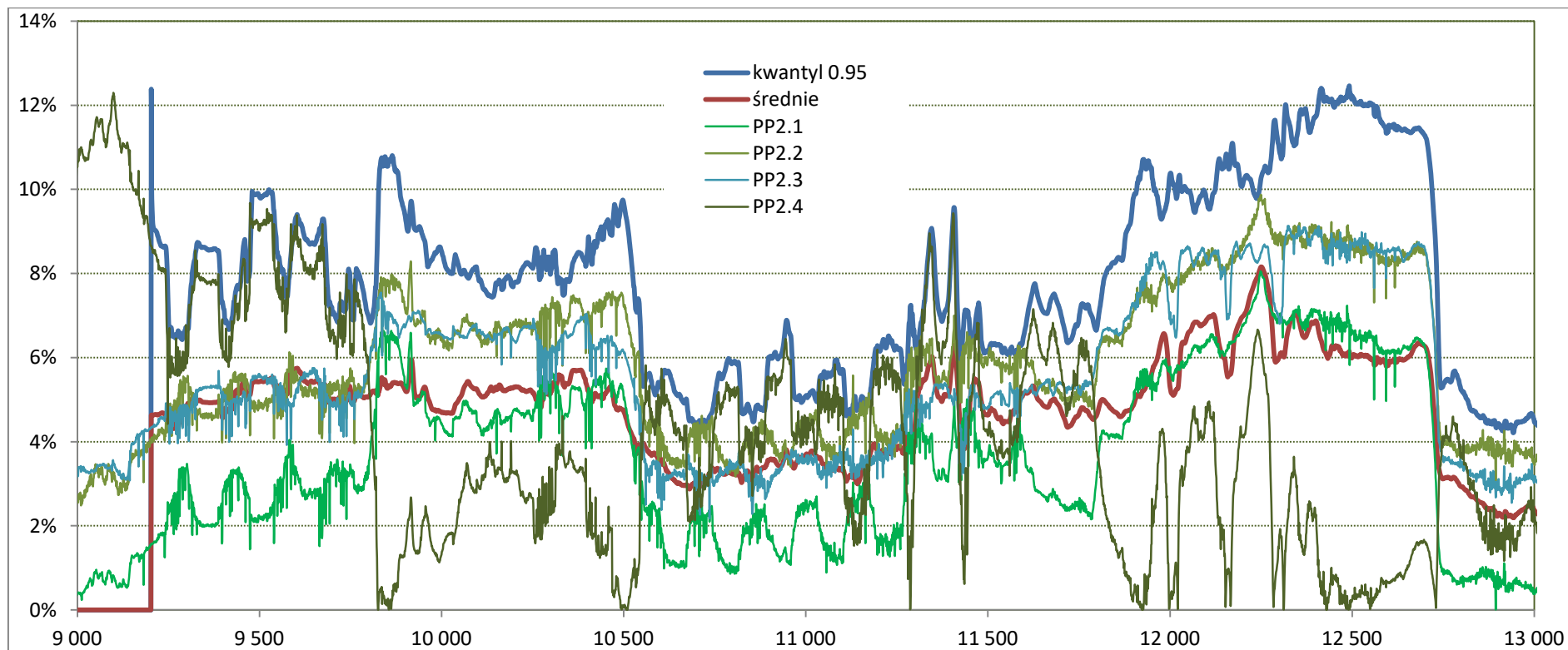


Rys. 7. Rozmieszczenie czujników do pomiaru odkształceń na dźwigarach dachowych oraz przykładowy układ czujników na dźwigarze.

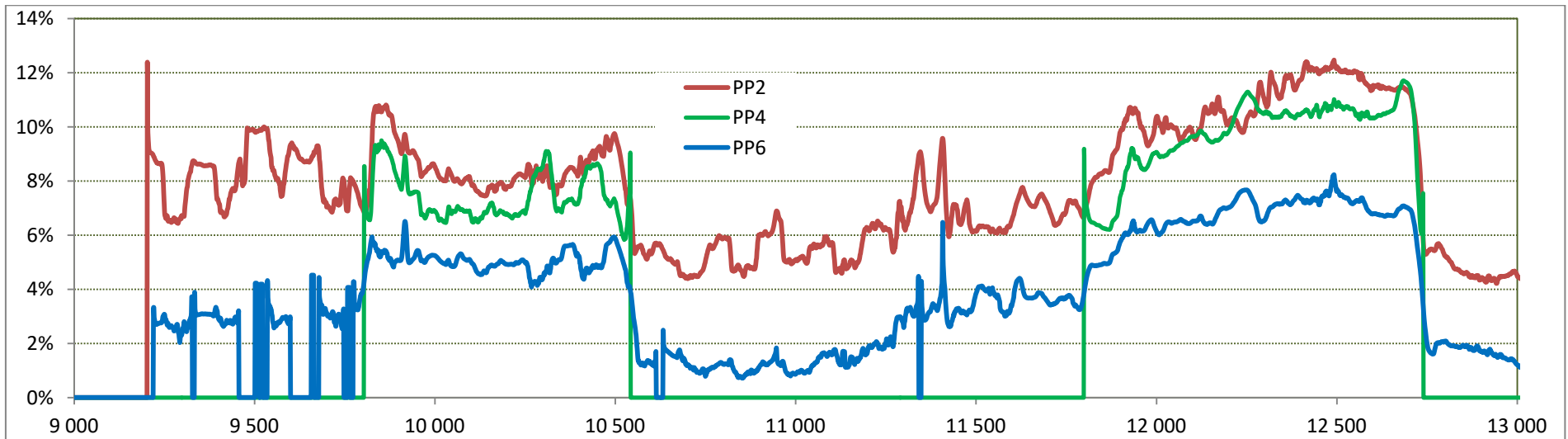
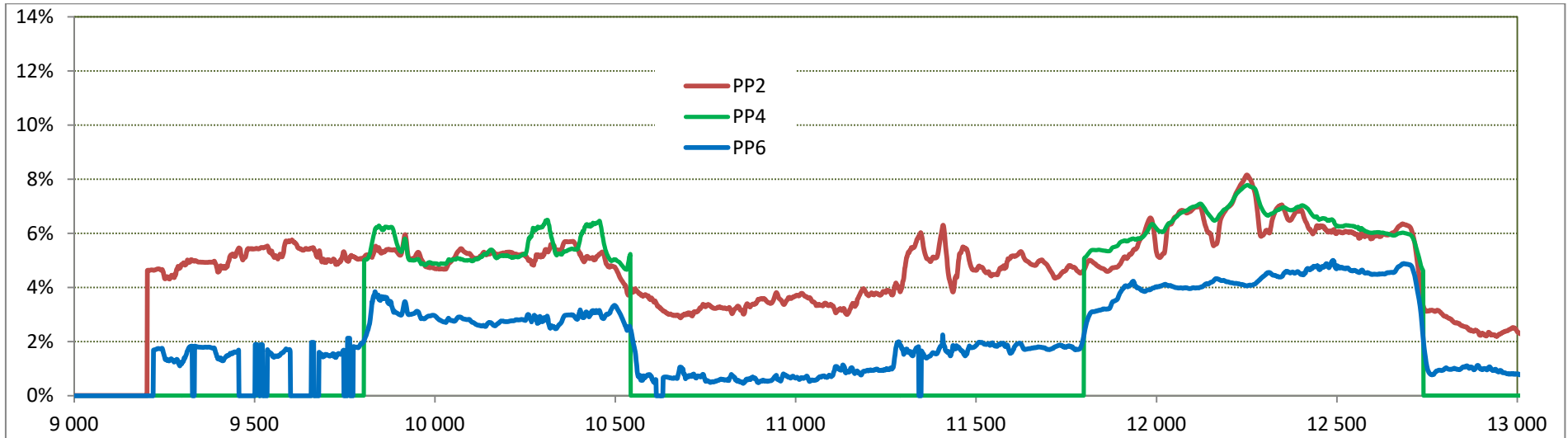
Tabela 3. Wartości progowe (δ^g_i δ^d_i) uzyskane z modelu obliczeniowego.

Punkt PP	Nr punktu	Pas	ugięcie w dół (od obciążenia charakterystycznego)			ugięcie w górę (od obciążenia charakterystycznego)		
			Siła	Odkształcenie	PRÓG = Napężenie	Siła	Odkształcenie	PRÓG = Napężenie
i			kN		MPa	kN		MPa
1	PP i.1 PP i.2	górný	-235.89	-2.5401E-04	-52.07	119.99	1.2921E-04	26.49
	PP i.3 PP i.4	dolny	241.02	3.4019E-04	69.74	-120.58	-1.7020E-04	-34.89
2	PP i.1 PP i.2	górný	-220.87	-2.3784E-04	-48.76	117.74	1.2679E-04	25.99
	PP i.3 PP i.4	dolny	223.55	3.1553E-04	64.68	-121.39	-1.7134E-04	-35.12
3	PP i.1 PP i.2	górný	-218.97	-2.3579E-04	-48.34	117.12	1.2612E-04	25.85
	PP i.3 PP i.4	dolny	219.34	3.0959E-04	63.47	-120.00	-1.6938E-04	-34.72
4	PP i.1 PP i.2	górný	-218.88	-2.3570E-04	-48.32	117.13	1.2613E-04	25.86
	PP i.3 PP i.4	dolny	223.55	3.1553E-04	64.68	-119.90	-1.6924E-04	-34.69
5	PP i.1 PP i.2	górný	-219.98	-2.3688E-04	-48.56	116.86	1.2584E-04	25.80
	PP i.3 PP i.4	dolny	222.82	3.1450E-04	64.47	-120.55	-1.7015E-04	-34.88
6	PP i.1 PP i.2	górný	-232.24	-2.5008E-04	-51.27	119.04	1.2819E-04	26.28
	PP i.3 PP i.4	dolny	236.33	3.3357E-04	68.38	-119.33	-1.6843E-04	-34.53

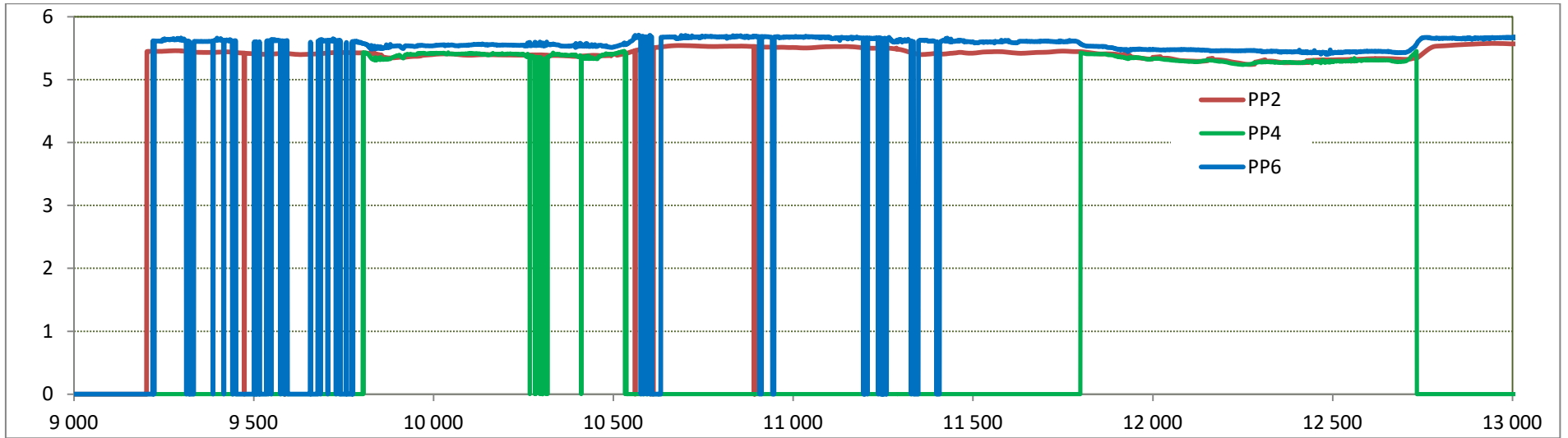
PRÓG – wartość referencyjna



Rys. 8. Wytężenie bez filtrowania uzyskane z czujników pomiarowych PP2.1, PP2.2, PP2.3, PP2.4 ($\omega_{2j} / \omega^{2j}$) oraz wytężenie średnie ($\bar{\omega}$) i kwantyl 0.95 ($\omega_{0,95}$) po zastosowaniu algorytmu. Dane z 28 dni grudnia 2021 roku.



Rys. 9. Wytężenia średnie uzyskane w punktach pomiarowych PP2, PP4, PP6 ($\bar{\omega}$, rysunek górny) oraz kwantyle 0.95 ($\omega_{0,95}$, rysunek dolny) po zastosowaniu algorytmu. Dane z 28 dni grudnia 2021 roku.



Rys. 10. Wskaźniki niezawodności β uzyskane w punktach pomiarowych PP2, PP4, PP6 po zastosowaniu algorytmu. Dane z 28 dni grudnia 2021 roku.

IV.F.5 Podsumowanie osiągnięcia i wkładu w rozwój dyscypliny

Przedstawione osiągnięcie technologiczne jest realizacją mojej oryginalnej koncepcji systemu, która ewoluowała od prostego systemu, w którym wyniki prezentowano w postaci wyłączenia – bez dalszej obróbki obliczeniowej do formy przedstawionej w niniejszym dokumencie. System był przedmiotem badań wykonanych w ramach projektu badawczego, dla którego wykonałem opis merytoryczny we wniosku oraz byłem realizatorem badań. W obecnej formie system jest kompletny, ale oczywiście widzę możliwości jego udoskonalenia w zakresie optymalizacji układu czujników, analizy danych z pomiarów, sezonowej kalibracji systemu oraz kalibracji modeli obliczeniowych. Jako główne ograniczenie systemu wskazałbym brak kalibracji modeli obliczeniowych, która w mojej ocenie mogłoby podnieść jakość uzyskiwanych informacji. W mój udział merytoryczny w realizacji systemu jest przeważający co zostało potwierdzone oświadczeniem zamieszczonym w Załączniku 5.

Mój wkład w rozwój dyscypliny Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport, na podstawie osiągnięcia technologicznego, jest następujący:

- Opracowanie koncepcji uniwersalnego systemu monitorowania konstrukcji przeznaczanego do oceny obciążeń i niezawodności.
- Sformułowanie i implementacja algorytmów do oceny obciążeń konstrukcji na podstawie wyłączenia oraz bezpieczeństwa konstrukcji na podstawie wskaźnika niezawodności jako kluczowych elementów systemu monitorowania konstrukcji dachów wielkopowierzchniowych i stropów w budynkach.
- Opracowanie modelu układów czujników dla systemu.
- Walidacja algorytmów i modelu układów czujników.
- Dostosowanie i parametryzacja algorytmów w odniesieniu do specyfiki wielu obiektów o dużym znaczeniu gospodarczym i społecznym.
- Wdrożenie modelu rozmieszczania czujników pomiarowych w zależności od cech specyficznych obiektu w połączeniu z optymalizacją liczby czujników.
- Wdrożenie modelu wyznaczania wartości referencyjnych (alarmowych) w zależności od cech specyficznych obiektu jak np. typ konstrukcji i zastosowany materiał.

Wymienione osiągnięcie zostało dodatkowo wdrożone jako system „Snow monitor” oferowany przez firmę Neostrain:

NeoStrain Firma - Urządzenia i czujniki - Rozwiązania kompleksowe - Realizacje - Publikacje - Kontakt

START - PRODUKTY I USŁUGI - SNOW MONITOR

SNOW MONITOR

Pierwszy w pełni zautomatyzowany system monitorowania obciążenia dachu śniegiem

SnowMonitor zalecamy jest do wszystkich obiektów mieszkalnych, jak i istniejących z dachami płaskimi lub zaskórnymi do płaskiego. Istnieje możliwość montażu systemu na dachach z większym pochylem połaci. Rodzaj materiału konstrukcyjnego nie ma znaczenia – może to być stal, beton (żelbet), konstrukcja sprężona itp.) albo drewno – determinuje tylko rodzaj czujników jakie mają być zastosowane.

Monitoring obciążenia dachu śniegiem-zalety i korzyści

BEZPIECZEŃSTWO – dotyczy osób i mienia w budynku poprzez stałą kontrolę obciążenia dachu śniegiem, zapobieganie nadmieremu ugięciu połaci dachowej, która w dłuższym okresie czasu może skutkować zawaleniem dachu. Kolejną zaletą jest zwiększone bezpieczeństwo pracowników kierowanych do odśnieżania połaci dachowych.

OSZCZĘDNOŚĆ – wynikająca bezpośrednio ze zmniejszenia ilości odśnieżeń dachu. Dzięki SnowMonitor „odśnieżasz tylko wtedy, gdy jest to niezbędne” zgodnie ze wskazaniami systemu. Zmniejszenie ilości odśnieżeń to także zmniejszenie ryzyka uszkodzenia powłoki dachu (grzejniki) oraz instalacji odgrzewania.

NIEZAWODNOŚĆ – dzięki zastosowaniu czujników bezobrotowych (bez baterii), szybkiego i zoptymalizowanego montażu (np. poprzez wykorzystanie istniejących tras kablowych) a także poprzez brak ingerencji w konstrukcję. System przewidziany jest na okres dłuższy niż czas życia konstrukcji.

FUNKCJONALNOŚĆ – system jest prosty w obsłudze, przejrzysty (łatwe do interpretacji wykresy), zapewniający szeroki wachlarz modyfikacji w zależności od wymagań Klienta. Dodatkowy dostęp do aplikacji online, wysyłanie wiadomości tekstowych (SMS) oraz powiadomień e-mailowych do kilku osób w tym samym czasie.

Monitoring obciążenia dachu śniegiem-zasada działania

Podstawowymi elementami systemu są czujniki zlokalizowane w reprezentatywnych obszarach konstrukcji, wyznaczonych ze względu na schemat statyczny. Dane pomiarowe z czujników odczytywane są za pomocą lokalnych modułów pomiarowych w ustalonych okresach czasu (np. raz na minutę). Następnie dane transmitowane są do centrum gromadzenia danych, gdzie są przetwarzane oraz porównywane ze zdefiniowanymi wartościami progowymi dla każdego obszaru montażowania.

System sygnalizuje jeden z trzech stanów oznaczonych następującymi kolorami:

- zielony** – odpowiednie obciążenie dachu,
- pomarańczowy** – przygotowanie do akcji odśnieżania,
- czerwony** – konieczne natychmiastowe odśnieżanie.

Po przekroczeniu wartości progowej system wysyła informację o zdarzeniu do wyznaczonych osób poprzez wiadomość tekstową (SMS) lub email. Na obiekcie dodatkowo może być generowany sygnał świetlny (lub dźwiękowy).

Dodatkowe możliwości

- możliwość wydzielenia dodatkowych, niezależnych obszarów pomiarowych (zorganizacja dla każdego z obszarów oddzielnie),
- możliwość integracji ze stacją pogodową (pomiar temperatury zewnętrznej, ciśnienia atmosferycznego, wilgotności, sily i kierunku wiatru),
- możliwość kontrol temperatury wewnętrznej w wyznaczonych obszarach,
- możliwość monitorowania wilgotności w wyznaczonych obszarach,
- możliwość podłączenia czujników obciążenia kłap dachowych,
- możliwość integracji z BMS (Building Management System).

Zapraszamy na stronę produktu Snow Monitor -> www.snowmonitor.pl

<http://www.neostrain.pl/inspector.php?ins=8> (dostęp 8 lipca 2023 r.)

IV.F.6 Wykorzystane publikacje

- PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- Żurański, J. A. (2005). *Wpływ warunków klimatycznych i terenowych na obciążenie wiatrem konstrukcji budowlanych*. Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej.
- Żurański, J. A., & Sobolewski, A. (2009). *Obciążenie śniegiem w Polsce*. Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej.
- Murzewski, J. (1989). *Niezawodność konstrukcji inżynierskich*. Arkady.

5. Biegus, A. (1999). *Probabilistyczna Analiza Konstrukcji Stalowych*. PWN.
6. Huston, D. (2010). *Structural Sensing, Health Monitoring, and Performance Evaluation* (1st ed.). CRC Press Taylor and Francis Book.
7. Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F., & Czarniecki, J. (2002). *A Review of Structural Health Monitoring Literature 1996 -2001*.
8. Chandrasekaran, S. (2019). Structural Health Monitoring: An Overview. *Structural Health Monitoring with Application to Offshore Structures*, 1–50. https://doi.org/10.1142/9789811201097_0001
9. Li, H.-N., Yi, T.-H., Ren, L., Li, D.-S., & Huo, L.-S. (2014). Reviews on innovations and applications in structural health monitoring for infrastructures. *Structural Monitoring and Maintenance*, 1(1), 1–45. <https://doi.org/10.12989/smm.2014.1.1.001>
10. Hill-King, M. (2001). Smart structures through embedding optical fibre strain sensing. *Smart Materials Bulletin*, 2001(5), 7–10. [https://doi.org/10.1016/S1471-3918\(01\)80019-8](https://doi.org/10.1016/S1471-3918(01)80019-8)
11. Sivasuriyan, A., Vijayan, D. S., Górski, W., Wodzyński, Ł., Vaverková, M. D., & Koda, E. (2021). Practical Implementation of Structural Health Monitoring in Multi-Story Buildings. *Buildings*, 11(6), 263. <https://doi.org/10.3390/buildings11060263>
12. Yi, T.-H., Li, H.-N., & Gu, M. (2011). Optimal sensor placement for structural health monitoring based on multiple optimization strategies. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(7), 881–900. <https://doi.org/10.1002/tal.712>
13. 5.1, F. T. group. (2003). *Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State-of-art report. FIB Bulletin No. 22*. 304.
14. Habel, W. R. (2010). Structural health monitoring systems for reinforced concrete structures. In *Non-Destructive Evaluation of Reinforced Concrete Structures* (pp. 63–94). Elsevier. <https://doi.org/10.1533/9781845699604.1.63>
15. *Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems - 1st Edition*. (n.d.). Retrieved April 3, 2023, from <https://shop.elsevier.com/books/structural-health-monitoring-of-civil-infrastructure-systems/karbhari/978-1-84569-392-3>
16. Farrar, C. R., & Worden, K. (2012). *Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective*. Wiley. <https://doi.org/10.1002/9781118443118>
17. Rucker, D. W., Hille, D.-I. F., & Rohmann, D.-I. R. (n.d.). *F08b Guideline for Structural Health Monitoring*.
18. Entezami, A., Shariatmadar, H., & Mariani, S. (2020). Early damage assessment in large-scale structures by innovative statistical pattern recognition methods based on time series modeling and novelty detection. *Advances in Engineering Software*, 150, 102923. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2020.102923>
19. Tan, Y., & Zhang, L. (2020). Computational methodologies for optimal sensor placement in structural health monitoring: A review. *Structural Health Monitoring*, 19(4), 1287–1308. <https://doi.org/10.1177/1475921719877579>
20. Song, J.-H., Lee, E.-T., & Eun, H.-C. (2021). Optimal sensor placement through expansion of static strain measurements to static displacements. *International Journal of Distributed Sensor Networks*, 17(1), 155014772199171. <https://doi.org/10.1177/1550147721991712>

IV.G Omówienie pozostałych osiągnięć naukowych

IV.G.1 Omówienie merytoryczne pozostałych osiągnięć

Zestawienie publikacji wchodzących w skład pozostałych osiągnięć naukowych zamieszczono Załączniku 4, pkt. I.D. Obejmują one tematycznie następujące zagadnienia:

a. IDENTYFIKACJĘ NOŚNOŚCI POŁĄCZENIA BETONÓW UKŁADANYCH W RÓŻNYM CZASIE Z WYKORZYSTANIEM METOD GEOSTATYSTYCZNYCH.

Osiągnięcie przedstawiono w dwóch artykułach opublikowanych w czasopismach posiadających Impact Factor: **D7** - czasopismo *Materials* i **D8** - czasopismo *Construction and Building Materials*. Oba artykuły są wieloautorskie, a artykuł **D8** powstał w międzynarodowym zespole (Jordania, Polska, Portugalia.). W artykule **D7** byłem autorem korespondencyjnym.

Zachowanie konstrukcji betonowych zespolonych z betonów układanych w różnym czasie zależy od nośności styku beton - beton. O nośności decydują głównie dwa parametry: szorstkość powierzchni starego betonu i wytrzymałość betonu w styku. Istniejące techniki pomiarowe, zarówno kontaktowe jak i bezkontaktowe, umożliwiają wyznaczenie wielu parametrów powierzchni, od prostych miar zakresu zmienności poprzez opis statystyczny oraz inne modele stworzone na bazie wyników eksperymentalnych. Do celów projektowych odpowiednie są parametry korelacyjne i statystyczne, chociaż najczęściej stosowane jest podejście deterministyczne.

W związku z tym wykonano badania, w których zastosowano modele geostatystyczne do oceny nośności styku beton - beton. Przed opisem nośności zbudowano modele powierzchni betonu jako superpozycję pola losowego i powierzchni bazowej uzyskanej z pomiarów (z obrazu cyfrowego). Dzięki temu zabiegowi uzyskano znaczną liczbę danych wykorzystanych do klasyfikacji powierzchni. Metoda pozwala na przechowywanie parametrów powierzchni w postaci parametrów geostatystycznych (w bardzo skompresowanej formie) i odtwarzanie takiej powierzchni w postaci wirtualnej, co uzyskano w **D7**. Z kolei w artykule **D8**, zgodnie z moim programem badań, rozszerzono to zagadnienie na geostatystyczne parametry nośności styku. Zastosowano również automatyczną metodę ich oceny. Dotychczas nie stosowano tego typu opisu ani do powierzchni betonu ani do nośności styku. Automatyzację uzyskano poprzez zastosowanie rozwiązania z zakresu sztucznej inteligencji - procesu głębokiego uczenia się właściwości powierzchni i nośności styku. Z uwagi na potrzebę dostarczenia dużej liczby danych (nieдоступnych w takiej liczbie z eksperymentów), wykorzystano losowe pola wirtualne zbudowane z wykorzystaniem metod opisanych w **D7**. Zastosowane metody umożliwiają ocenę szorstkości powierzchni oraz wytrzymałości styku beton - beton i odwzorowania parametrów rzeczywistych powierzchni, co można wykorzystać do nieniszczącej oceny parametrów wytrzymałościowych.

b. MODELE NUMERYCZNE KONSTRUKCJI BETONOWYCH JAKO NARZĘDZIE DO ANALIZY ODPOWIEDZI KONSTRUKCJI NA ODDZIAŁYWANIA ORAZ USTALANIA PRZYCZYŃ USZKODZEŃ I AWARII oraz OCENY ICH STANU TECHNICZNEGO.

Osiągnięcia zaprezentowano w formie artykułu w czasopiśmie naukowym **D1**, rozdziale w książce **C6** oraz na konferencjach naukowych w formie opublikowanych i wygłoszonych referatów (16 pozycji – od **E8** do **E43**).

Zastosowanie różnych metod i modeli do analizy konstrukcji betonowych nie zawsze daje jednoznaczne wyniki, nawet w przypadku szczegółowego odwzorowania materiałów i obiektów. Jedną z typowych przyczyn takiego stanu rzeczy może być brak dostatecznych informacji pozwalających na skalowanie modeli obliczeniowych w oparciu o dane doświadczalne. Pomimo tych ograniczeń wykonywałem liczne symulacje metodą elementów skończonych, w celu poznania i zrozumienia zachodzących zjawisk i odtwarzania sytuacji prowadzących do uszkodzeń i awarii lub wpływu różnych parametrów na odpowiedź konstrukcji. Wspomniane problemy uwzględniałem w omawianych publikacjach, w których badałem różne typy konstrukcji żelbetowych i sprężonych pod kątem wpływu imperfekcji, czynników konstrukcyjnych i materiałowych na zachowanie się konstrukcji. Do badań wykorzystywałem modele liniowe i nieliniowe uwzględniające etapowanie budowy lub przebudowy, zarysowanie betonu, uplastycznienie stali oraz odkształcenia wynikające ze skurczu i pęcznienia betonu najczęściej w dźwigarach powierzchniowych (tarczach i powłokach: chłodnie kominowe, zbiorniki, silosy i rury), jak również prowadziłem symulacje 3D takich konstrukcji i zagadnień jak żerdzie sprężone, komin ze zbrojeniem z imperfekcjami, strefa kontaktu w rurach żelbetowych wykorzystywanych do mikrotunelingu oraz symulacje 2D konstrukcji podziemnej przepustu z uwzględnieniem interakcji grunt – konstrukcja.

W badaniach wykazałem między innymi, że:

- a. Standardowe metody sprawdzania nośności ze względu na lokalny docisk zaniżają wartości naprężeń w stykach rur stosowanych do mikrotunelingu, a w strefach podwyższonych naprężeń należy zastosować dodatkowe zbrojenie z uwagi na ryzyko powstawania rys ukośnych do osi rury.
- b. W strefach lokalnego docisku w obszarach podporowych tarcz żelbetowych w stanach granicznych nośności symulacje w oparciu o modele 2D nie odzwierciedlają prawidłowo zachowania się elementów i należy prowadzić obliczenia z wykorzystaniem modeli 3D z uwagi na ryzyko powstawania naprężeń rozciągających prostopadłych do płaszczyzny tarczy.
- c. Uwzględnienie odkształceń reologicznych betonu może prowadzić do redukcji ilości potrzebnego zbrojenia w konstrukcjach dźwigarów powierzchniowych (a w tym zbiorników na ciecze i silosów).
- d. Nośność powłoki chłodni kominowej w sąsiedztwie otworu wykonywanego w czasie remontu zależy głównie od kształtu i wymiarów otworu, a nie od odległości od sąsiednich otworów.
- e. Wykonywane podczas remontu chłodni kominowych otwory o wymiarach maksymalnych 3 x 2 m (szerokość x wysokość) należy rozmieszczać minimum co 10 m w kierunku południkowym i nie bliżej niż 6 pasów utworzonych przez parę słupów podporowych. Warunki te ustalono z uwagi na możliwość lokalnej utraty stateczności.
- f. W elementach ściskanych, w których zbrojenie podłużne posiada imperfekcje względem osi prętów:
 - wpływ tych imperfekcji jest lokalny o zasięgu do 4ϕ i wzrasta wraz ze zwiększaniem się średnicy pręta ϕ .
 - maksymalna wartość odchyłki pręta nie powinna przekraczać 30 mm (na długości $2s$), przy jednoczesnym zachowaniu warunku otulenia zbrojenia warstwą betonu o grubości 2ϕ oraz typowych warunków rozstawu zbrojenia poprzecznego (s).
- g. W rurach dwukierunkowo sprężonych możliwe jest wykonywanie otworów o średnicy $d \leq 300$ mm położonych nie bliżej końca rury niż $3d$, czemu towarzyszy niewielka utrata nośności i spełnienie wymagań w zakresie zarysowania.

IV.G.2 Wkład w rozwój dyscypliny na podstawie pozostałych osiągnięć

Mój wkład w rozwój dyscypliny Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport, na podstawie pozostałych osiągnięć naukowych, jest następujący:

- a. Opracowanie modeli badawczych służący do geostatystycznego opisu powierzchni betonu jako głównego parametru nośności styku beton – beton w konstrukcjach betonowych zespolonych.
- b. Opracowanie koncepcji wykorzystania modeli geostatystycznych do opisu nośności styku beton – beton (jako alternatywy do modelu tarcia z kohezją) oraz skalibrowanie tych modeli na podstawie badań doświadczalnych.
- c. Wykazanie, że imperfekcje prętów zbrojenia głównego w przekrojach elementów ściskanych nie muszą prowadzić do redukcji nośności tych przekrojów o ile zachowana jest pełna współpraca pomiędzy betonem a stalą. Tym samym wskazano na brak konieczności wymiany takiego zbrojenia.
- d. Wykazanie, że konstrukcje silosów są wrażliwe nawet na umiarkowane imperfekcje średnicy (promienia) powłoki (do 5% promienia i max. 2 grubości ściany), co najprawdopodobniej jest związane z charakterem obciążeń od materiału sypkiego.
- e. Wykazanie, że w przypadku powłokowych konstrukcji podziemnych metody analityczne określania sił wewnętrznych oraz nośności konstrukcji dźwigarów powierzchniowych zazwyczaj nie odzwierciedlają ich faktycznego stanu. Można spodziewać się znaczących różnic w rozkładzie i wartościach sił wewnętrznych, co jest efektem redystrybucji sił wewnętrznych wywołanej przez zmiany sztywności związane z zarysowaniem konstrukcji.
- f. Ustalenie, w wyniku przeprowadzonych symulacji numerycznych, iż na podstawie analizy nieliniowej można wykazać istnienie rezerw nośności w konstrukcjach dźwigarów powierzchniowych.
- g. Stosowanie modeli 2D do analizy efektów lokalnych (obciążeń i podpór) w dźwigarach powierzchniowych jest w większości przypadków niewystarczające do prawidłowej oceny wyężenia z uwagi na występowanie w tych obszarach trójosiowych stanów naprężeń.

V INFORMACJA O WYKAZYWANIU SIĘ ISTOTNĄ AKTYWNOŚCIĄ NAUKOWĄ ALBO ARTYSTYCZNĄ REALIZOWANĄ W WIĘCEJ NIŻ JEDNEJ UCZELNI, INSTYTUCJI NAUKOWEJ LUB INSTYTUCJI KULTURY, W SZCZEGÓLNOŚCI ZAGRANICZNEJ

V.A Aktywność naukowa w innej uczelni

Podczas 5 miesięcznego stażu w 1993 roku na University of Paisley (obecnie część University of the West of Scotland), w Department of Civil Engineering zrealizowałem badania identyfikujące zjawisko zazębienia się kruszywa w rysach elementów betonowych. Badania były prowadzone pod kierunkiem prof. Williama B. Cranstona. Wyniki tych badań i własnych analiz zostały opublikowane w 1996 r., w czasopiśmie Archives of Civil Engineering (poz. A8). W czasie tego samego pobytu wykonałem ponadto szereg analiz numerycznych konstrukcji betonowych z wykorzystaniem oprogramowania dostępnego w Department of Mechanical Engineering, a ich wyniki zostały zaprezentowane na międzynarodowych konferencjach naukowych.

W 2021 roku (wraz z dr hab. Januszem Kozubalem, prof. PWr.) nawiązałem współpracę z dwoma zespołami naukowców: z Joranii (z Mutah University i University of Perta) i Portugalii (Universidade de Lisboa). Współpraca miała na celu rozszerzenie badań nad opisem parametrów powierzchni betonowych o badania i opis nośności złącz typu beton - beton i zastosowanie sztucznej inteligencji do oceny powierzchni i nośności. W ramach tej współpracy przygotowaliśmy artykuł D8 opublikowany w 2022 roku w czasopiśmie Construction and Building Materials.

V.B Recenzowanie w czasopismach naukowych i konferencjach

Wykonałem recenzje artykułów zgłoszonych do czasopism naukowych (w tym z IF) i referatów konferencyjnych:

- Structure and Infrastructure Engineering; wydawnictwo: Taylor & Francis. (2 recenzje)
- Architecture, Civil Engineering, Environment, ACEE; wydawnictwo Politechniki Śląskiej. (1 recenzja)
- Journal of Structural Engineering; wydawnictwo: ASCE, American Society of Civil Engineers. (1 recenzja)
- Applied Sciences; wydawnictwo: MDPI. (6 recenzji)
- Materials; wydawnictwo: MDPI. (4 recenzje)
- Journal of Civil Engineering and Management; wydawnictwo: Taylor & Francis. (1 recenzja)
- Członek Technical Program Committee w 2016 International Conference on Building Materials and Civil Engineering, BMCE2016. (3 recenzje)

V.C Kierowanie i udział w projektach badawczych

- 2013 – 2014. Udział w przygotowaniu wniosku i realizacji projektu badawczego „Opracowanie i wdrożenie innowacyjnego uniwersalnego systemu monitoringu dachów płaskich przez firmę NeoStrain Sp. z o.o.” Projekt współfinansowany ze środków Unii Europejskiej za pośrednictwem Małopolskiego Regionalnego Programu Operacyjnego w ramach konkursu nr MCP/2.2.A/2/2012 dla Działania 2.2 „Wsparcie komercjalizacji badań naukowych”, Schematu A „Projekty badawcze”.
- 1995 - 1996. Kierownik projektu badawczego finansowanego przez Komitet Badań Naukowych: „Stan naprężeń w ścianach silosów częściowo sprężonych”.

V.D Wygłoszenie referatów i udział w konferencjach międzynarodowych i krajowych

- 2017. Referat opublikowany w materiałach konferencji międzynarodowej: 17th International Multidisciplinary Scientific GeoConference, SGEM 2017, 29 June-5 July, Albena, Bułgaria.
- 2013. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Shell Structures - Theory and Applications. 10th SSTA Conference, Gdańsk.
- 2013. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: CCC 2013 : concrete structures in urban areas : 9th Central European Congress on Concrete Engineering. Wrocław.
- 2013. Dwa referaty opublikowane w materiałach konferencji: Awary budowlane : zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje : XXVI konferencja naukowo-techniczna, Szczecin-Międzyzdroje.

- 2011. Referat opublikowany w materiałach konferencji: Awarie budowlane : zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje : XXV konferencja naukowo-techniczna, Szczecin-Międzyzdroje.
- 2010. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Modern building materials, structures and techniques : the 10th international conference. Wilno.
- 2008. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: International Conference on Underground Infrastructure of Urban Areas, Wrocław.
- 2006. Referat opublikowany w materiałach konferencji międzynarodowej: European Symposium on Service Life and Serviceability of Concrete Structures. ESCS-2006. Proceedings, Espoo, Finlandia.
- 2004. Dwa referaty wygłoszone na konferencji: Budownictwo w energetyce. IV Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław-Bogatynia-Złotniki Lubańskie.
- 2004. Referat opublikowany w materiałach konferencji międzynarodowej: Technologies for sustainable development in regions. TECHSTA 2004. 4-th International conference, Czechy, Praga.
- 2003. Referat opublikowany w materiałach konferencji: Awarie budowlane. Badania - diagnostyka - naprawa - rekonstrukcje. XXI Konferencja naukowo-techniczna, Szczecin-Międzyzdroje.
- 2003. Referat opublikowany w materiałach konferencji międzynarodowej: Zagadnienia współczesnego budownictwa energooszczędnego o zoptymalizowanym zużyciu potencjału energetycznego. Międzynarodowa konferencja naukowo-techniczna, Częstochowa.
- 2002. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Concrete and concrete structures. 3rd international conference, Zilina, Słowacja.
- 2001. Dwa referaty opublikowane w materiałach konferencji: Diagnostyka, utrzymanie, remonty, modernizacje oraz budowa obiektów budowlanych na terenie Lubińskiego Zagłębia Miedziowego. Seminarium naukowo-techniczne, Szklarska Poręba.
- 2000. Referat wygłoszony na konferencji: Problemy eksploatacji, remontów i wznoszenia budowlanych obiektów energetycznych. II Konferencja naukowo-techniczna, Szklarska Poręba.
- 1999. Referat opublikowany w materiałach konferencji międzynarodowej: 6th International Conference on Inspection, Appraisal, Repairs and Maintenance of Buildings and Structures. CI-Premier Conference Organisation, Swinburne University of Technology, Melbourne, Australia.
- 1999. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Analytical models and new concepts in mechanics of concrete structures. Proceedings of the 3rd international conference, Wrocław-Świeradów Zdrój.
- 1999. Referat opublikowany w materiałach konferencji: Awarie budowlane. XIX Konferencja naukowo-techniczna. Szczecin-Międzyzdroje.
- 1998. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Lightweight structures in civil engineering. International Colloquium on Lightweight Structures in Civil Engineering, Warszawa.
- 1998. Referat wygłoszony na konferencji: Budownictwo betonowe w energetyce. I Konferencja naukowo-techniczna, Karpacz.
- 1997. Referat opublikowany w materiałach konferencji międzynarodowej: Problemy teorii i praktyki budownictwa. Lwów.
- 1998. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Computational modelling of concrete structures. Euro-C 1998 Conference on Computational Modelling of Concrete Structures, Badgastein, Austria.
- 1997. . Dwa referaty opublikowane w materiałach konferencji międzynarodowej: Challenges to civil and mechanical engineering in 2000 and beyond. CCME '97, Wrocław.
- 1997. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: VI. Vedecka konferencia, Słowacja, Koszyce.

- 1997. Referat opublikowany w materiałach konferencji: Awarie budowlane. XVIII Konferencja naukowo-techniczna. Szczecin-Międzyzdroje.
- 1996. Dwa referaty wygłoszone na konferencji międzynarodowej: Analytical models and new concepts in mechanics of concrete structures. II International scientific conference. Łódź.
- 1996. Referat opublikowany w materiałach konferencji międzynarodowej: Diagnosis of concrete structures. Proceedings of the 2nd RILEM International Conference, Strbske pleso, Słowacja.
- 1995. Dwa referaty wygłoszone na konferencji międzynarodowej: Research methodology of concrete structures. School of Youngs, Karpacz-Szklarska Poręba.
- 1995. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Lusas User Conference 1995. Cheltenham, Wielka Brytania.
- 1995. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Lightweight structures in civil engineering. International Conference on Lightweight Structures in Civil Engineering, Warszawa.
- 1995. Referat wygłoszony na konferencji: Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze. X Międzynarodowa konferencja, Kraków.
- 1994. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Proceedings of the Third Interuniversity Research Conference: Technical University of Wrocław, Poland Eindhoven University of Technology, the Netherlands, Szklarska Poręba.
- 1994. Referat wygłoszony na konferencji: XVI Sympozjum Mechaniki Eksperymentalnej Ciała Stałego. PTMTiS, Zespół Mechaniki Doświadczalnej Komitetu Mechaniki PAN, Instytut Techniki Lotniczej i Mechaniki Stosowanej PWarsz, Jachranka.
- 1993. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Analytical models and new concepts in mechanics of structural concrete. International Conference, Białystok.
- 1992. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Research on building structures and building physics. Proceedings of an Interuniversity Research Seminar. Niderlandy, Eindhoven.
- 1992. Referat wygłoszony na konferencji: Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze. Konferencja naukowo-techniczna. Szklarska Poręba.
- 1992. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: Międzynarodowe Sympozjum Naukowe Studentów i Młodych Pracowników Nauki, Zielona Góra.
- 1990. Referat wygłoszony na konferencji międzynarodowej: The school on the mechanics of the concrete constructions, Wrocław-Szklarska Poręba.

VI INFORMACJA O OSIĄGNIĘCIACH DYDAKTYCZNYCH, ORGANIZACYJNYCH ORAZ POPULARYZUJĄCYCH NAUKĘ LUB SZTUKĘ

VI.A Osiągnięcia dydaktyczne

Od 1994 roku na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej prowadziłem i prowadzę następujące zajęcia z zakresu konstrukcji betonowych w języku polskim i angielskim:

- Konstrukcje betonowe – podstawy (wykład i ćwiczenia projektowe);
- Konstrukcje betonowe – elementy i hale (wykład oraz ćwiczenia projektowe i laboratoryjne);
- Konstrukcje betonowe – obiekty (wykład oraz ćwiczenia projektowe i laboratoryjne);
- Konstrukcje betonowe – specjalne (wykład i ćwiczenia projektowe);
- Prestressed concrete structures (wykład i ćwiczenia projektowe).

Prowadziłem również zajęcia laboratoryjne z przedmiotu Komputerowe Wspomaganie Projektowania oraz indywidualne zajęcia projektowe z konstrukcji betonowych w języku angielskim dla studentów z programu Erasmus.

Dla przedmiotu Prestressed concrete structures opracowałem program nauczania, a dla przedmiotu Konstrukcje betonowe – obiekty program modyfikowałem.

Oprócz wymienionych zajęć byłem promotorem ok. 40 prac magisterskich (8 w języku angielskim) i ok. 40 prac inżynierskich oraz recenzentem takich prac. Dwie prace inżynierskie zostały wyróżnione nagrodami PZITB, a jedna DOIB.

Organizowałem również wycieczki dydaktyczne dla studentów Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego.

VI.B Osiągnięcia popularyzujące naukę

- 2018: wykład w ramach panelu dyskusyjnego: „Odporność Ogniowa Konstrukcji Budowlanych”.
- 2015: wykład w ramach Konferencji Szkoleniowej: „Weryfikacja w oparciu o Eurokody. Odporność Ogniowa Konstrukcji Budowlanych”.
- 2013: publikacja artykułu: Monitorowanie dachów związane z obciążeniami śniegiem. Przegląd Budowlany. 2013, nr 11, s. 16-18.
- 2013: przygotowanie materiałów informacyjnych dotyczących monitorowania dachów płaskich na konferencję Awarie budowlane : zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje : XXVI konferencja naukowo-techniczna,
- 2001: wykłady z zakresu konstrukcji sprężonych w ramach konferencji szkoleniowej organizowanej przez PZITB, a dotyczącej wprowadzenia Eurokodów do praktyki projektowej.

VI.C Osiągnięcia organizacyjne

Byłem współorganizatorem konferencji krajowych i międzynarodowych:

- W latach 1992, 2000, 2007, 2012, 2015 - Żelbetowe i Sprężone Zbiorniki na Materiały Sypkie i Ciecze.
- W roku 1995 - Research methodology of concrete structures. School of Youngs.
- W roku 1999 - Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Concrete Structures.
- W roku 2004 - Badania Materiałów Budowlanych I Konstrukcji Inżynierskich.

Konferencje były organizowane przy współpracy z Politechniką Krakowską, Polską Akademią Nauk Oddział we Wrocławiu i Sekcją Konstrukcji Betonowych, ITB.

VII INNE INFORMACJE DOTYCZĄCE KARIERY ZAWODOWEJ

VII.A Patent

Numer zgłoszenia P.320620. Sposób wykonania ścian betonowych.

Zgłoszenie patentowe z 27.04.2023 r. Słup żelbetowy ze stopą fundamentową,

VII.B Biegły sądowy i prokuratury

Dwukrotnie byłem powołany jako biegły sądowy i raz w postępowaniu prowadzonym przez ABW.

VII.C Staż zawodowy

1993. Advanced Technology Unit, Ove Arup Partnership. Londyn. Wielka Brytania. Projekt remontu platformy wiertniczej Brand B.

VII.D Prace badawczo-wdrożeniowe

Szczegółowy wykaz przeprowadzonych prac znajduje się w Załączniku 4 i zawiera on, między innymi:

- Obciążenia próbne stropów w 3 obiektach (budynek przemysłowy i dwa budynki mieszkalne).
- Systemy monitorowania konstrukcji w halach widowiskowych i sportowych, na stadionach i w budynkach.

- Badania (w tym atestacyjne) prefabrykowanych rur żelbetowych przystosowanych do wykonywania przepustów metodą mikrotunelingu.
- Projekty typoszeregów rur żelbetowych do wykopów otwartych i dostosowanych do technologii mikrotunelingu.
- Opracowanie technologii produkcji wirowanych słupów sprężonych, obliczenia stanów granicznych użytkowania słupów częściowo sprężonych i projekt modernizacji form do produkcji słupów.
- Badania i analizy oraz dokumentacja projektowa wzmocnień chłodni kominowej nr 5 w Elektrowni Adamów wraz z badaniami betonu.
- Badania i analizy remontowanej chłodni kominowej nr 5 w Elektrowni "Adamów" wraz z kontrolą jakości wykonywanych robót.
- Badania stanów granicznych nośności i użytkowania drewniano - stalowych dźwigarów do stropów i stropodachów : Dźwigary o rozpiętości 7,50 m.
- Kształtowanie strefy przypodporowej w dźwigarach sprężonych.
- Nowa koncepcja słupa dla Atlas Ward Polska” z siedzibą we Wrocławiu.
- Analizy obliczeniowe konstrukcji zbiorników żelbetowych i sprężonych.
- Analizy wpływu wykopów na sąsiadujące obiekty oraz projekty monitoringu budynków w sąsiedztwie wykopów.

VII.E Projekty

Szczegółowy wykaz projektów znajduje się w Załączniku 4 i obejmuje on między innymi:

- Projekt rur Betras do wykopów otwartych zgodnie z PN-EN 1916:2005 dla 13 typowymiarów (DN=300 do DN=2200)
- Projekt rur przeciskowych Betras zgodnie z PN-EN 1916:2005 dla 13 typowymiarów (DN=300 do DN=2200)
- Projekt nawierzchni parkingu na stropodachu i wzmocnienie konstrukcji pawilonu handlowego.
- Kompleksowa analiza i ocena poprawności przygotowania projektów wykonawczych w zakresie branży konstrukcyjnej Centrum Handlowo-Uslugowego Gemini Park Tychy w Tychach.
- Projekt prefabrykowanych zbiorników retencyjnych.
- Projekt wzmocnienia i napraw konstrukcji chłodni kominowych.
- Projekty wzmocnień i napraw konstrukcji budynków.
- Projekty wzmocnień konstrukcji zbiorników i silosów poprzez sprężenie.

VII.F Działalność doradcza

Długoterminowa współpraca doradcza:

- 2017 – 2021. Bouygues Immobilier Polska
- 2014 – obecnie. Okre Developement
- 2012 – obecnie. Neostrain.
- 2010 – 2018. PM Group Polska
- 2009 – 2013. Akzo Nobe N.V.I
- 2007 – 2018. Praktiker Polska
- 2005 – 2018. BIN Bańkowscy
- 2004 – 2009. Arup Polska.

- 1994 – 2016. Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego we Wrocławiu
- 1999 – 2002. Projekt Banku Światowego. Usuwanie skutków powodzi z 1997 r. (Emergency Flood Recovery Project)

VII.G Ekspertyzy i opinie techniczne

Uczestniczyłem w opracowaniu wielu ekspertyz i opinii technicznych, których wykaz zamieszczono w Załączniku 4. Dotyczyły one, między innymi:

- Zbiorników na ciecze i silosów.
- Chłodni kominowych.
- Podłóg na gruncie.
- Budynków zabytkowych.
- Budynków przemysłowych, handlowych i użyteczności publicznej głównie o konstrukcji żelbetowej i sprężonej.

VII.H Systemy monitorowania konstrukcji

Jestem współautorem wdrożonego przez firmę Neostain systemu Snow Monitor – system pomiaru obciążenia konstrukcji dachu śniegiem.

Jestem również współautorem systemów monitorowania konstrukcji dla innych obiektów, w tym między innymi:

- Tauron Arena Kraków,
- Tarczyński Arena Wrocław. Stadion Wrocław,
- Hala SMP Panattoni Amazon Wrocław,
- Arena Toruń,
- Arena Lodowa Tomaszów Mazowiecki. Tomaszowskie Centrum Sportu,
- Centrum Turystyczno - Sportowe „Aqua-Zdrój” w Wałbrzychu,
- Centrum Targowo-Konferencyjne Demuth Arena Ostróda,
- Akademicki Ośrodek Sportowy Politechniki Gdańskiej,
- Hala sportowa KS Prądniczanka w Krakowie,
- Hala nr 3 produkcji pieczywa słonego w Skawinie. Lajkonik S.A.,
- Zakład Produkcyjny Weyerhaeuser w Gdańsku,
- Centrum Komunikacyjne w Legionowie
- Centrum Dystrybucyjne LPP W Pruszczu Gdańskim,
- Hala Sopem w Niepołomicach,
- Hala Przemysłowa ZBUS w Gliwicach.

.....
(podpis wnioskodawcy)