



Politechnika Krakowska
im. Tadeusza Kościuszki
Wydział Inżynierii Lądowej



Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych

mgr inż. Rafał Walczak

Nośność na ścinanie betonowych belek podsuwnicowych
w przedłużonym okresie trwałości, w warunkach niepewności
zakotwienia kabli sprężających

Shear capacity of concrete crane beams in an extended period of service
in uncertain conditions of prestressing cables anchorage

PRACA DOKTORSKA

Promotor:
dr hab. inż. Wit Derkowski, prof. PK

Kraków, grudzień 2022

*Dziękuję Temu, który spełnia wszystkie
marzenia mojego serca – Psalm 37, 4*

*Dla mojej rodziny,
szczególnie dla najbliższej – NN.
Twoja wartość przewyższa perły*

Podziękowania

Przede wszystkim chciałbym wyrazić najszczerze podziękowania dla mojego promotora, Profesora *Wita Derkowskiego*, bez którego niniejsza praca by nie powstała.

Od czasu przygotowywania pracy inżynierskiej w 2017 roku niezmiennie dziękuję za "wszechstronną pomoc merytoryczną, życzliwość i poświęcony czas".

Tym razem chciałbym również podziękować za wiele inspirujących i motywujących dyskusji, za cierpliwość oraz uświadomienie, że jestem w stanie robić więcej niż jedną rzecz na raz.

Wierzę, że jeszcze wiele się nauczę podczas przyszłej współpracy.

Serdeczne podziękowania za wszelką pomoc w prowadzeniu badań należą się również pracownikom Laboratorium Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej, na czele z doktorem *Stanisławem Kańką*.

Za umożliwienie prowadzenia pomiarów światłowodowych dziękuję firmie SHM System.

Dziękuję *Marcinowi Tekieli* za przeprowadzone pomiary DIC – więcej zdjęć wykonuję prawdopodobnie tylko na wakacjach.

Za unikalny zbiór literatury oraz za jeszcze większą wiedzę, podziękowania kieruję również do Profesorów: *Andrzeja Serugi* oraz *Andrzeja Winnickiego*.

Na koniec chciałbym podziękować każdemu, z kim miałem przyjemność pracować przez ostatnie lata. Szczególnie pracownikom Katedry Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych Politechniki Krakowskiej.

Wykaz najważniejszych oznaczeń

Wielkie litery

A	pole powierzchni
A_{cs}	pole powierzchni przekroju sprowadzonego
A_p	pole powierzchni kabla sprężającego
A_{p1}	pole powierzchni dolnego zbrojenia sprężającego
A_{p2}	pole powierzchni górnego zbrojenia sprężającego
A_s	pole powierzchni stali zbrojeniowej
A_{sw}	pole powierzchni zbrojenia poprzecznego
E_{cm}	średnia wartość modułu sprężystości betonu
E_p	moduł sprężystości stali sprężającej
E_s	moduł sprężystości stali zbrojeniowej
G_F	energia pęknięcia betonu
I_c	moment bezwładności przekroju betonowego
I_{cs}	moment bezwładności przekroju sprowadzonego
L	rozpiętość elementu w osiach podpór
M	moment zginający
M_{cr}	moment rysujący
M_{exp}	moment zginający badany element
M_R	nośność elementu na zginanie
P	wartość obciążenia zewnętrznego
P_{cr}	siła rysująca (obciążenie rysujące)
P_{exp}	obciążenie skupione badanego elementu
P_{mt}	siła sprężająca po stratach całkowitych
P_{mt}^1	siła sprężająca po stratach całkowitych dla pojedynczego kabla
S	moment statyczny przekroju
S_c	moment statyczny przekroju betonowego
V	siła poprzeczna
V_{cr}	siła poprzeczna rysująca
V_{exp}	siła poprzeczna w badanym elemencie
V_R	nośność elementu na ścinanie
V_{Rd}	obliczeniowa nośność elementu na ścinanie
$V_{Rd,c}$	nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego
$V_{Rd,ct}$	nośność na ścinanie jednoprzęsłowego, wolnopodpartego elementu sprężonego
$V_{Rd,max}$	nośność na ścinanie ograniczona zmiażdżeniem krzyżulca betonowego
$V_{Rd,s}$	nośność na ścinanie przypisana do zbrojenia poprzecznego
V_{ult}	graniczna siła poprzeczna
W_{cs}	wskaźnik wytrzymałości przekroju sprowadzonego

Male litery

a	odległość od podpory do miejsca przyłożenia obciążenia zewnętrznego
b	szerokość przekroju
b_w	szerokość średnicy
d	wysokość użyteczna przekroju
d_g	maksymalna średnica kruszywa
f_c	wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{cm}	średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie
f_{ctm}	średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie
f_{ctd}	obliczeniowa wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie
f_b	naprężenie przyczepności
f_p	wytrzymałość na rozciąganie stali sprężającej
$f_{p0.1}$	umowna granica plastyczności stali sprężającej
f_y	granica plastyczności stali zbrojeniowej
f_{yw}	granica plastyczności zbrojenia poprzecznego
h	wysokość przekroju
h_f	wysokość półki
k	współczynnik efektu skali
k_1	współczynnik efektu sprężenia
l_{pt}	długość transmisji siły sprężającej
s	poślizg
s_w	rozstaw zbrojenia poprzecznego
u	obwód
$u_{L/2}$	wartość zarejestrowanego ugięcia w środku rozpiętości elementu
u_{max}	maksymalna wartość zarejestrowanego ugięcia elementu
z	ramię sił wewnętrznych
z_{cp}	mimośród sprężenia

Litery greckie

\emptyset	średnica
\emptyset_p	średnica kabla sprężającego
α_1	współczynnik rodzaju cięga
α_2	współczynnik rodzaju zwolnienia naciągu
δ	smukłość ścinania
ε_p	odkształcenie stali sprężającej
ε_s	odkształcenie stali pasywnej
ε_u	odkształcenie graniczne
ε_x	odkształcenie podłużne w środku ciężkości przekroju
θ	nachylenie ściskanego krzyżulca betonowego
θ_{min}	minimalny kąt nachylenia krzyżulca betonowego

ν	współczynnik zmienności
ν_{cs}	odległość od dolnej krawędzi do środka ciężkości przekroju sprowadzonego
ν_{min}	minimalne naprężenia ścinające
ρ	stopień zbrojenia
ρ_l	stopień zbrojenia podłużnego
ρ_w	stopień zbrojenia poprzecznego
$\rho_{w,min}$	minimalny stopień zbrojenia poprzecznego
σ	odchylenie standardowe
σ_{cp}	naprężenie ściskające w betonie na poziomie środka ciężkości, wywołane sprężeniem
σ_{pm0}	naprężenia w cięgnach po zwolnieniu naciągu
$\sigma_{p,mt}$	naprężenie w cięgnach po stratach całkowitych
σ_{swd}	naprężenie obliczeniowe zbrojenia poprzecznego
τ	naprężenie styczne

Wykaz skrótów

CSCT	Critical shear crack theory
DIC	Digital image correlation
DOFS	Światłowodowy pomiar rozłożony (metoda statyczna)
EDS	Energy-dispersive X-ray spectroscopy
HF DOFS	Światłowodowy pomiar rozłożony (metoda dynamiczna)
LVDT	Indukcyjny przetwornik przemieszczenia
MCFT	Modified compression field theory
MES	Metoda elementów skończonych
SMCFT	Simplified modified compression field theory
TSCM	Total strain crack model
EC2	Odniesienie do Eurokodu 2 [N1]
MC2010	Odniesienie do <i>fib</i> Model Code 2010 [N2]

Spis treści

Streszczenie.....	13
1. Motywacja podjęcia tematu	16
2. Tematyka i cel pracy	20
2.1. Zagadnienie naukowe	20
2.2. Cele pracy	22
2.3. Zakres pracy	22
2.4. Ograniczenia zakresu pracy.....	23
3. Stan wiedzy	24
3.1. Praca strefy zakotwień cięgien sprężających.....	24
3.1.1. Przyczepność betonu do cięgien sprężających	24
3.1.2. Czynniki wpływające na przyczepność oraz długość transmisji	25
3.1.3. Modele obliczeniowe zależności naprężenie przyczepności - poślizg	26
3.1.4. Modele obliczeniowe do wyznaczenia długości transmisji siły sprężającej.....	29
3.1.5. Badania przyczepności oraz długości transmisji w elementach kablobetonowych	31
3.1.6. Zakotwienia mechaniczne w konstrukcjach kablobetonowych	34
3.2. Ścinanie elementów żelbetowych i sprężonych z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego ..	36
3.2.1. Mechanizmy przenoszenia naprężeń w elementach ścinanych	36
3.2.2. Czynniki wpływające na nośność na ścinanie	38
3.2.3. Mechanizmy zniszczenia ścinanych elementów żelbetowych i sprężonych	43
3.2.4. Modele obliczeniowe do wyznaczenia nośności na ścinanie.....	45
3.3. Dotychczasowe badania istotne dla tematu pracy	50
3.3.1. Badania diagnostyczne kablobetonowych belek podsownicowych.....	50
3.3.2. Technologia i diagnostyka konstrukcji z betonu sprężonego	52
4. Badania eksperymentalne.....	58
4.1. Badania ścinania.....	62
4.1.1. Elementy badawcze	62
4.1.2. Stanowiska badawcze do określenia nośności elementów	62
4.1.3. Opis przebiegu referencyjnych badań ścinania.....	64
4.1.4. Opis przebiegu badań ścinania belek z uszkodzonymi zakotwieniami	78
4.1.5. Zestawienie wyników badań ścinania.....	88
4.2. Badanie długości transmisji siły sprężającej w przypadku utraty zakotwienia	91
4.2.1. Przygotowanie do badań długości transmisji siły sprężającej	92
4.2.2. Stanowiska do docelowych badań długości transmisji siły sprężającej	95
4.2.3. Wyniki badania wstępnego B 1-0.....	97
4.2.4. Wnioski z badania wstępnego B 1-0.....	106
4.2.5. Wyniki badań dla odcinanego górnego zakotwienia (typ 1).....	107
4.2.6. Wyniki badań dla odcinanych dolnych zakotwień (typ 2).....	113
4.2.7. Podsumowanie badań długości transmisji siły sprężającej.....	120

4.3. Pomiar sił sprężających w belkach kablobetonowych.....	121
4.3.1. Procedura obliczeń siły w kablach sprężających.....	123
4.3.2. Analiza otrzymanych wartości rzeczywistej siły w kablach sprężających.....	127
4.4. Badanie wypełnienia kanału kablowego metodami nieniszczącymi.....	128
4.4.1. Zastosowanie młotka Schmidta.....	130
4.4.2. Zastosowanie betonoskopu.....	131
4.4.3. Analiza wyników badań wypełnienia kanałów kablowych.....	132
4.5. Badania materiałowe.....	133
4.5.1. Właściwości mechaniczne materiałów.....	133
4.5.2. Właściwości chemiczne betonu i zaczynu iniekcyjnego.....	137
4.5.3. Analiza składu pierwiastkowego iniekcji cementowej.....	138
5. Modelowanie numeryczne.....	145
5.1. Opis modelu MES.....	146
5.2. Definicje materiałów w modelach MES.....	147
5.3. Etapowa analiza obliczeniowa MES.....	150
5.4. Walidacja modeli obliczeniowych.....	152
5.5. Zestawienie analizowanych modeli numerycznych.....	155
5.6. Zestawienie wyników symulacji numerycznych.....	155
5.7. Analiza wyników symulacji numerycznych.....	158
5.7.1. Analiza wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego.....	158
5.7.2. Analiza wpływu stopnia efektywnego sprężenia.....	161
5.8. Wnioski z analiz numerycznych.....	168
6. Analiza otrzymanych wyników.....	169
6.1. Główne badania eksperymentalne.....	169
6.1.1. Badania ścinania.....	169
6.1.2. Badania długości transmisji siły sprężającej.....	173
6.2. Obliczenia nośności na ścinanie.....	177
6.3. Analizy numeryczne.....	181
6.3.1. Analiza wyników symulacji numerycznych.....	181
6.3.2. Porównanie wyników badań eksperymentalnych i symulacji numerycznych.....	184
7. Proponowane modele analityczne.....	187
7.1. Model obliczeniowy długości transmisji siły sprężającej.....	187
7.2. Model obliczeniowy nośności na ścinanie w sytuacji niepewności zakotwienia kabla sprężającego.....	191
8. Wnioski wynikające z analizy zagadnienia.....	194
9. Podsumowanie.....	198
Bibliografia.....	202
Spis rysunków i fotografii.....	213
Spis tabel.....	220

Streszczenie

W niniejszej dysertacji podjęto tematykę pracy betonowych, prefabrykowanych belek podsuwnicowych w przedłużonym okresie trwałości, w warunkach niepewności zakotwienia kabli sprężających. Głównym rozważanym zagadnieniem naukowym jest nośność na ścinanie elementów kablobetonowych z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego wraz z analizą możliwości przekazania siły z kabla sprężającego w sytuacji utraty jego zakotwienia mechanicznego, np. w wyniku postępującej korozji.

Zrealizowane w ramach pracy studia literaturowe umożliwiły przedstawienie obecnego stanu wiedzy, obejmującego zagadnienia: nośności na ścinanie elementów żelbetowych i sprężonych z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego, pracy strefy zakotwień cięgien sprężających oraz dotychczasowych osiągnięć badawczych w zakresie prefabrykowanych elementów kablobetonowych, ich technologii produkcji i adekwatnych technik badawczych.

Program badań eksperymentalnych niniejszej pracy obejmował badania niszczące belek podsuwnicowych, badania długości transmisji siły sprężającej w sytuacji odcięcia zakotwienia kabla oraz badania pomocnicze: pomiar sił sprężających w kablach, określenie wypełnienia kanałów kablowych metodami nieniszczącymi oraz badania parametrów mechanicznych dla próbek materiałów pobranych z elementów badawczych, uzupełnione o wybrane analizy chemiczne materiałów. Badania prowadzono na prefabrykowanych, kablobetonowych belkach podsuwnicowych, zdemontowanych z rzeczywistej konstrukcji po ponad 50. letnim okresie eksploatacji, zatem po przekroczeniu okresu ich projektowanej trwałości. Zdemontowane elementy cechowały się niskim stopniem zbrojenia poprzecznego, ponadto zakotwienia kabli sprężających w większości przypadków nie były zabezpieczone antykorozyjnie.

Badania niszczące belek zrealizowano w trzech schematach statycznych, zróżnicowanych smukłością ścinania a/d (różne położenie obciążenia elementu). Belki referencyjne, badane w sytuacji pełnego zakotwienia wszystkich kabli sprężających, służyły jako odniesienie dla badań belek, w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających.

W ramach badań długości transmisji siły sprężającej analizowano przypadek odcięcia zakotwienia górnego kabla sprężającego oraz odcięcie zakotwień dwóch sąsiadujących dolnych kabli sprężających.

Zakres pracy obejmował również stworzenie autorskiego modelu obliczeniowego MES, który umożliwił przeprowadzenie symulacji numerycznych badań niszczących dla belek podsuwnicowych, w sytuacji utraty zakotwień kabli sprężających.

Na podstawie wyników badań eksperymentalnych model obliczeniowy MES poddano walidacji, wykazując tym samym zadowalającą zgodność odwzorowania numerycznego z wynikami eksperymentu.

Z wykorzystaniem modelu przeprowadzono analizy numeryczne wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego na nośność kablobetonowych belek podsuwnicowych oraz wpływu lokalizacji i liczby niesprawnych zakotwień kabli sprężających na nośność modelowanych belek.

Na podstawie analiz wyników zrealizowanych badań eksperymentalnych, symulacji numerycznych oraz obliczeń według wybranych modeli analitycznych w pracy wykazano, że możliwe jest przyczepnościowe przekazanie siły sprężającej z kabla wielodrutowego typu Freyssinet na element, w sytuacji utraty zakotwienia mechanicznego kabla sprężającego. Przeanalizowano sposób pracy kablobetonowych belek podsuwnicowych w zależności od położenia obciążenia zewnętrznego (tj. smukłości ścinania a/d) oraz określono wpływ utraty zakotwień wybranych kabli sprężających na model zniszczenia oraz nośność graniczną

elementów. Ponadto wykazano, że minimalny stopień zbrojenia poprzecznego umożliwia bezpieczną pracę kablobetonowych belek podsuwnicowych, nawet w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających i nie wpływa znacząco na nośność graniczną belek.

Analizy wykonane w ramach niniejszej pracy zaowocowały stworzeniem analitycznych, inżynierskich modeli obliczeniowych, które umożliwiają analizę: długości transmisji siły sprężającej dla kabla wielodrutowego typu Freyssinet, w sytuacji utraty jego zakotwienia mechanicznego oraz nośności strefy ścinania kablobetonowych belek podsuwnicowych w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających.

Słowa kluczowe: beton sprężony, ścinanie, długość transmisji, kablobeton, diagnostyka, awaria zakotwienia

Abstract

The doctoral thesis investigates the topic of precast concrete crane beams in an extended period of service, in uncertain conditions of prestressing cable anchorages. The main scientific problems considered are: the shear capacity of post-tensioned concrete elements with a low transverse reinforcement ratio and the analysis of the prestressing force transmission in the situation of the cables' mechanical anchorage failure, e.g. due to progressive corrosion.

The performed literature studies enabled the presentation of the state of the art, covering the following topics: shear capacity of reinforced and prestressed elements with a low transverse reinforcement ratio, behaviour of the anchorage zone of prestressing tendons, as well as previous research achievements in the field of precast post-tensioned concrete elements, the production technology and adequate testing techniques.

The experimental research programme of the thesis consisted of failure tests of crane beams, and an investigation of the transmission length of the prestressing force in the cable anchorage cut-off situation. In addition supplementary tests: measurement of current prestressing forces in cables, determination of the cable ducts' grouting quality by non-destructive methods, testing of mechanical properties for material samples collected from the tested specimens, as well as selected chemical analyses of the materials. The tests were carried out on precast post-tensioned concrete crane girders, dismantled from the existing structure after a service life beyond 50 years, therefore over the designed period of use. The dismantled elements had a low transverse reinforcement ratio. In addition, the anchorages of the prestressing cables were not protected against corrosion in most cases.

Beam failure tests were carried out in three static schemes, varying the shear slenderness ratio a/d (different load location of the element). Reference beams were tested with all prestressing cables fully anchored. Beams tested in the situation of prestressing cables anchorage loss were compared to the reference tests.

Furthermore, the case of cutting off the upper or the two adjacent bottom prestressing cable anchorages was analysed to investigate the transmission length of prestressing force.

The scope of the thesis also included the development of an original FEM numerical model. As a result, numerical simulations of failure tests for crane beams in the situation of loss of the anchorage of prestressing cables were performed and analysed.

Based on the experimental results, the numerical model was validated. Consequently, satisfactory compliance with the numerical representation and the experimental results was achieved. The numerical analyses of the influence of the transverse reinforcement ratio on the shear capacity, as well as the influence of the location and number of failed prestressing cables' anchorages on the load-bearing capacity of modelled beams were performed.

Based on analyses of conducted experimental research results, numerical simulations and calculations of selected analytical models, the following research objectives were achieved:

- transfer of the prestressing force from a Freyssinet-type multistrand cable to the element in the situation of prestressing cables' mechanical anchorages failure is possible;
- position of the external load (a/d shear slenderness) and the loss of anchorage of the selected prestressing cables impact on the operation, failure model and ultimate load capacity of the elements were determined;
- it was proved that the minimum transverse reinforcement ratio assures the safe operation of post-tensioned crane beams and does not affect the ultimate load capacity significantly, even in the situation of the selected prestressing cables anchorages failure.

Moreover, the performed analyses led to the development of analytical, engineering calculation models that enable the analysis of:

- transmission length of the prestressing force for a Freyssinet-type multistrand tendon, in the situation of its mechanical anchorage failure;
- the ultimate shear capacity of post-tensioned crane beams in the situation of selected prestressing cables anchorage failure.

Keywords: prestressed concrete, shear, transmission length, post-tensioned concrete, diagnostics, anchorage failure

1. Motywacja podjęcia tematu

Wiele obiektów przemysłowych znajdujących się w Europie zbliża się do okresu swojej projektowanej trwałości lub ten okres przekroczyło. Pytanie o trwałość i bezpieczeństwo takich konstrukcji jest ciągle zadawane i aktualne. Obiekty budowlane wznoszone w drugiej połowie dwudziestego wieku często realizowane były w technologii betonu prefabrykowanego, a elementy o większych rozpiętościach czy o wysokich wartościach obciążeń użytkowych dodatkowo sprężano. We współczesnej prefabrykacji, w technologii betonu sprężonego dominują elementy strunobetonowe. Wystarczy jednak spojrzeć kilkadziesiąt lat wstecz żeby dostrzec, jak bardzo popularne były wtedy prefabrykowane konstrukcje kablobetonowe, szczególnie te składane z segmentów. Wśród dźwigarów dachowych istniała szeroka gama elementów kablobetonowych, począwszy od dźwigarów pełnościennych (KBP), przez dźwigary oszczędnościowe (KBO) i lekkie (KBL), na dźwigarach składanych kończąc (KBS, KBOS, KBLs). Dźwigary oszczędnościowe powszechnie realizowane w latach 60-tych ubiegłego wieku to takie, w których betonowy przekrój poprzeczny jak i ilość stali zbrojeniowej zostały zredukowane do technicznego i teoretycznego minimum [1]. Często wykonywane były również prefabrykowane estakady różnego typu. W technologii prefabrykowanego kablobetonu realizowano także belki podsuwnicowe. Specyficzny charakter pracy belek podsuwnicowych sprawia, że oprócz wymagań wytrzymałościowych powinny one spełniać wiele wymagań użytkowych. Wymagana jest duża trwałość zarówno samych belek, jak i ich połączeń oraz mocowań toru jezdny. Szczególnie istotna jest odporność na obciążenia dynamiczne, wielokrotnie powtarzalne, tym bardziej, że obciążenia te występują również w płaszczyźnie poziomej. Pożądana jest także duża sztywność belek, która rzutuje na małe ugięcia, tak aby tor jezdny pozostawał stale możliwie w poziomie. Z uwagi na szerokie zastosowanie prefabrykowanych kablobetonowych belek podsuwnicowych w Polsce, oraz na fakt że wiele tych konstrukcji jest nadal bezpiecznie użytkowanych można wnioskować, że spełniały one wyżej wymienione wymagania.

Historia stosowania w Polsce dźwigarów kablobetonowych sięga lat 50-tych ubiegłego stulecia, gdy w 1953 roku w Zakładach Betoniarskich i Żelbetowych w Strzybnicach wbudowano pierwsze kablobetonowe dźwigary dachowe [2]. Były to dźwigary pełnościenne dwuspadowe, o przekroju dwuteowym, o rozpiętości 15,45 m [3]. Rozwiązanie to po drobnych modyfikacjach stało się pierwszym projektem z katalogu elementów typowych [4].

Gospodarka powojennej Polski borykała się z wieloma problemami, w tym z ciągłymi niedoborami surowców. Ponadto stal była materiałem o znaczeniu strategicznym i była ona oszczędzana do celów militarnych. Oszczędność stali była objęta różnego rodzaju zarządzeniami (np. zestawienie zarządzeń w uchwale [5] z 1957 roku), które zabraniały zastosowania konstrukcji stalowych tam, gdzie były możliwe rozwiązania alternatywne. Stąd wynikało szerokie zastosowanie konstrukcji z betonu sprężonego, które zapewniały oszczędne wykorzystanie zarówno stali, jak i betonu.

Z uwagi na wymienione wyżej czynniki gospodarcze, zaczęto szukać rozwiązań bardziej ekonomicznych niż pierwsze dźwigary pełnościenne. Już w 1954 roku projektanci z Biura Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego, Zenon Zieliński oraz Wacław Zalewski, zaproponowali wykonanie dźwigarów w wersji ażurowej. Pierwszym zaprojektowanym i wykonanym tego typu dźwigarem był element o rozpiętości 21 m, a następnie wykonano jego modyfikacje do wariantów o rozpiętości 18 i 24 m [6]. Dźwigary te

nazwano "dźwigarami oszczędnościowymi" i stworzyły one grupę dźwigarów KBO, która stopniowo się powiększała i rozwijała [7].

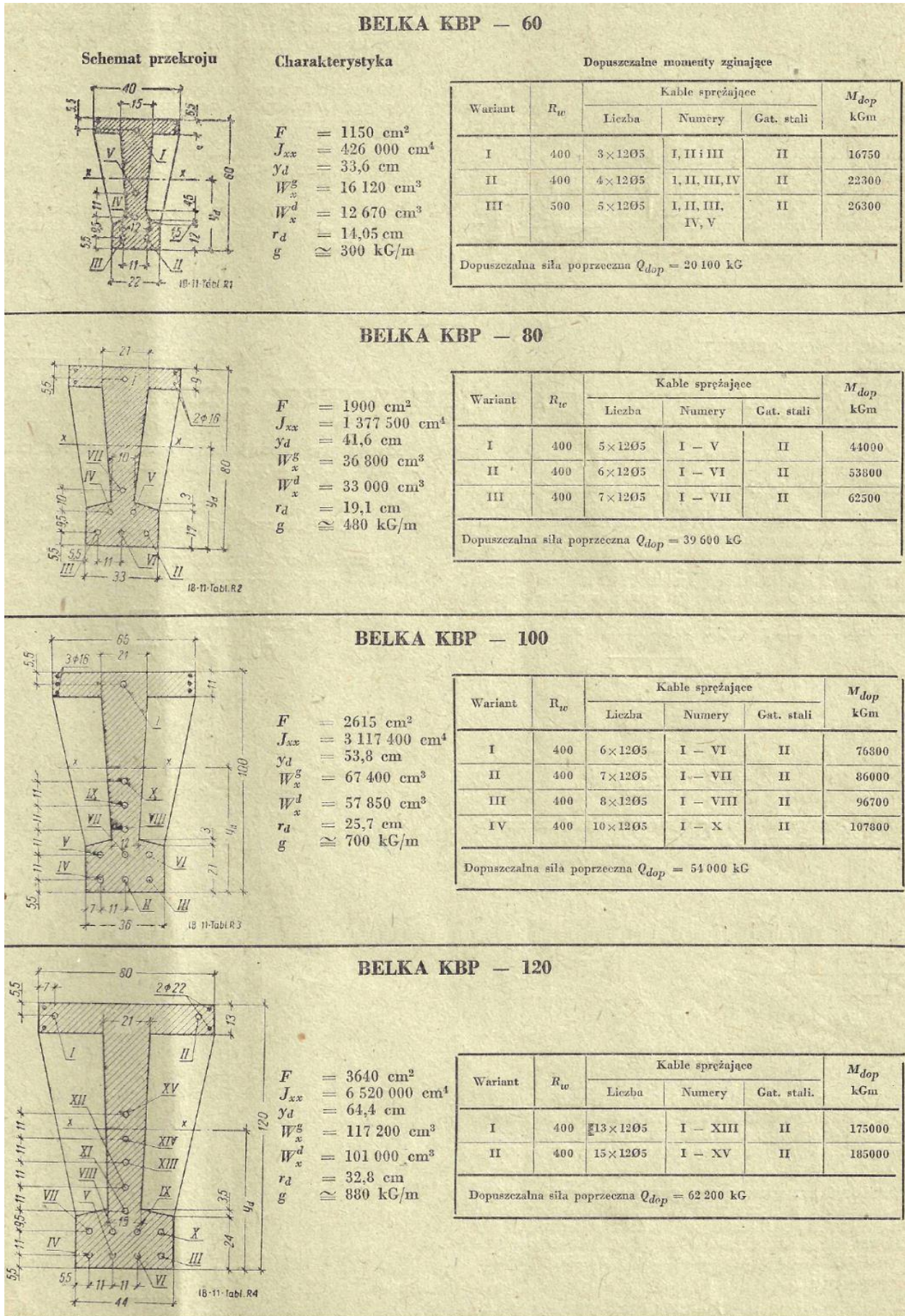
Kolejnym osiągnięciem Biura Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego było zaprojektowanie i stworzenie katalogów dla typowych kablobetonowych belek podsuwnicowych. Ich projektantami byli Zenon Zieliński i Jacek Burzycki. Typizacja oraz wprowadzenie belek do szerokiego zastosowania była poprzedzona kilkoma realizacjami prototypowymi. Pierwsze belki podsuwnicowe zostały zamontowane w 1954 roku w Strzybnickich Zakładach Betoniarskich i Żelbetowych. Typowe belki podsuwnicowe były zaprojektowane w trzech wariantach rozpiętości, dopasowanych do modułowego rozstawu słupów co 6, 9 i 12 m. Były to pełnościenne belki kablobetonowe o przekroju dwuteowym prefabrykowane w czterech wariantach wysokości 60, 80, 100 oraz 120 cm. Dodatkowe zróżnicowanie rozwiązań zależne od wymaganej nośności belek uzyskiwano poprzez zastosowanie różnej liczby kabli sprężających oraz wykorzystanie betonów marki 400 lub 500. Na rys. 1 zestawiono rozwiązania typowych belek podsuwnicowych wraz z możliwymi wariantami sprężenia i odpowiadającą im nośnością.

Belki dla największego obciążenia suwnic o nośności 75 ton i o ciężarze własnym suwnicy 125 ton, a więc dla całkowitego obciążenia 200 ton zrealizowano w elektrociepłowniach w Łodzi oraz w Bielsku w 1955 roku. Były to belki KBP 120/6 o wysokości przekroju 120 cm i modułowej rozpiętości 6 m, sprężone 11 kablami 12Ø5 mm ze stali II gatunku, wykonane z betonu marki 400. Typowe kablobetonowe belki podsuwnicowe były produkowane na zamówienie głównie w Warszawskim oraz Strzybnickim Zakładzie Betoniarskim i Żelbetowym i były wielokrotnie zastosowane w różnych zakładach przemysłowych w Polsce [8].

Istotny jest fakt, że w 1954 roku produkcja betonu sprężonego w Polsce wzrosła dziewięciokrotnie w porównaniu do roku 1953. Natomiast w 1955 roku zanotowano siedmiokrotny wzrost produkcji w stosunku do roku 1954 [9]. Świadczy to o dynamicznym rozwoju rozwiązań z betonu sprężonego i wskazuje na dużą liczbę konstrukcji wykonanej w tej technologii.

Pomimo wycofania prefabrykatów kablobetonowych z produkcji w połowie lat 70-tych dwudziestego wieku, w Polsce wciąż użytkowanych jest szereg konstrukcji wykonanych w technologii prefabrykowanej kablobetonowej [10]. Właściciele takich obiektów często obawiają się o ich stan techniczny, a co za tym idzie o możliwość dalszej bezpiecznej eksploatacji. Aby odpowiedzieć na pytanie o bezpieczeństwo prefabrykowanych konstrukcji kablobetonowych trzeba rozważyć szereg zagadnień, które są ściśle związane z technologią ich wykonania oraz z ich trwałością [11].

W przypadku belek podsuwnicowych, należy zwrócić uwagę na fakt możliwego ich wykorzystania w bardzo różnych warunkach środowiskowych. Kablobetonowe belki podsuwnicowe montowane były zarówno wewnątrz hal przemysłowych (fot. 1), na zewnętrznych placach składowania (fot. 2), jak i w warunkach nietypowych (np. nad stopniami wodnymi – fot. 3). Belki te niejednokrotnie używane były również w zakładach ze środowiskiem agresywnym, np. w zakładach chemicznych.



Rys. 1. Zestawienie typowych belek podsuwnicowych [8].



Fot. 1. Kablobetonowe belki podsuwnicowe wewnątrz hali przemysłowej.



Fot. 2. Zewnętrzna estakada podsuwnicowa z belek kablobetonowych.



Fot. 3. Zewnętrzna estakada podsuwnicowa nad stopniem wodnym.

Ważnym zagadnieniem analizy tego typu elementów jest trwałość zakotwień kabli sprężających, które w praktyce często były słabo zabezpieczone przed czynnikami korozyjnymi, a w części elementów nie były one zabezpieczone wcale [12]. W przypadku awarii polegającej na utracie zakotwienia, siła z kabla jest przenoszona na beton na długości transmisji analogicznie, jak w elementach strunobetonowych. Do zapewnienia przyczepności kabli sprężających niezbędna jest iniekcja cementowa kanałów kablowych, natomiast krajowe doświadczenia pokazują, że iniekcja kanałów nie zawsze była wykonywana poprawnie. W przypadku gorszej jakości iniekcji cementowej występują poślizg kabla, a co za tym idzie transmisja siły sprężającej może zachodzić na odcinkach o dużej długości. W skrajnym przypadku, konsekwencją problemu braków materiałowych w kraju były elementy bez wykonanej iniekcji kanałów kablowych. Wtedy, awaria zakotwienia skutkuje całkowitą utratą siły sprężającej w danym kablu, a w konsekwencji drastycznym spadkiem nośności oraz sztywności. Zagadnienie trwałości zakotwień kabli sprężających oraz długości transmisji w przypadku ich awarii jest zatem kluczowe dla dalszej bezpiecznej eksploatacji konstrukcji kablobetonowych.

Kolejnym częstym praktycznym problemem w istniejących konstrukcjach żelbetowych oraz sprężonych, zarówno monolitycznych jak i prefabrykowanych, zbliżających się do okresu swojej projektowanej trwałości, jest niski stopień ich zbrojenia poprzecznego. Niski stopień zbrojenia strzemionami wynika z ówczesnych przepisów normowych w zakresie nośności na

ścianianie, które były mniej wymagające niż obecnie. Panuje powszechne przekonanie, że konsekwencją powyższego problemu jest niewielka nośność na ścianianie oraz potencjalne ryzyko kruchego zniszczenia. Elementy te często nie spełniają wymagań dotyczących minimalnego stopnia zbrojenia poprzecznego stawianego przez obecnie stosowane normy [N1], [N2] pomimo zgodności z normami, według których były projektowane [N5] – [N8]. Powstaje zatem pytanie, czy takie elementy są bezpieczne w dalszej eksploatacji i mogą być nadal dopuszczane do użytkowania, czy jednak wymagają one wzmocnień. Aby rozstrzygnąć ten dylemat, konieczna jest wiedza czy uzasadnione w takich przypadkach jest zastosowanie standardowych modeli obliczeniowych w celu wyznaczenia nośności na ścianianie i jaka jest ich rozbieżność z wynikami badań eksperymentalnych.

2. Tematyka i cel pracy

Niniejsza rozprawa doktorska swoją tematyką obejmuje zagadnienia bezpieczeństwa użytkowania prefabrykowanych, kablobetonowych belek podsuwnicowych, realizowanych w latach 60-tych dwudziestego wieku, w sytuacji ewentualnej utraty zakotwienia kabla sprężającego.

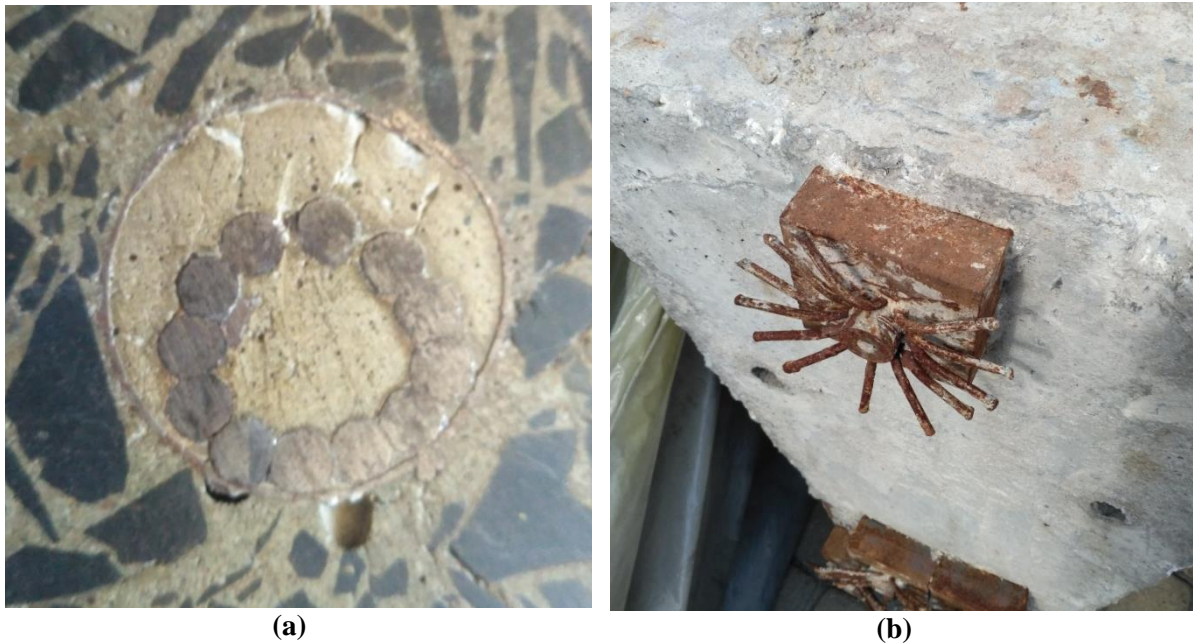
Zagadnienie to ma bardzo praktyczny charakter – szacuje się, że obecnie w Polsce znajduje się około 100 000 tego typu elementów wbudowanych w konstrukcje budowlane na początku drugiej połowy dwudziestego wieku. Obiekty te nierzadko pracują w trudnych warunkach obciążeniowych i środowiskowych. Przy ich realizacji zdarzały się rozmaite błędy wykonawcze (np. brak zabezpieczenia antykorozyjnego zakotwień kabli sprężających, nieprawidłowo wykonana iniekcja kanałów kablowych, złe wykonanie styków), jak również błędy eksploatacyjne (np. wieloletnie zalewanie konstrukcji nośnej hal wodami opadowymi na skutek nieuszczelnności połączeń dachowej, uszkodzenia mechaniczne). Dodatkowym problemem jest fakt, iż zgodnie z ówczesną dokumentacją projektową elementy te były słabo zbrojone poprzecznie i nie spełniają obecnych wymagań normowych. Sytuacja ta sprawia, że przy braku umiejętności określenia rzeczywistej nośności takich elementów niejednokrotnie, „na wszelki wypadek” podejmowane są decyzje o konieczności wyłączenia obiektów z użytkowania. Prawidłowe określenie nośności i użytkowalności kablobetonowych belek podsuwnicowych jest również niezbędne do ekonomicznego projektowania ich ewentualnych wzmocnień.

2.1. Zagadnienie naukowe

Aby odnieść się do bezpieczeństwa użytkowania prefabrykowanych, elementów kablobetonowych konieczna jest analiza zagadnienia naukowego polegającego na określeniu nośności na ścianianie sprężonych elementów z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego. W dysertacji podjęta została tematyka ponad pięćdziesięcioletnich kablobetonowych belek podsuwnicowych z uszkodzonym blokiem kotwiącym ciągną sprężającego.

Zagadnienie ścianiania słabo zbrojonych poprzecznie elementów żelbetowych było poruszane przez wiele ośrodków naukowych [13]–[30], jednakże w odniesieniu do elementów sprężonych z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego liczba prac naukowych jest ograniczona [31]–[36]. Podawane w literaturze modele obliczeniowe nośności na ścianianie uwzględniają wpływ naprężenia ściskającego wywołanego sprężeniem, ale trudność powstaje w rzeczywistym określeniu efektów sprężenia w strefie przypodporowej belek. Ponadto zasadniczym problemem jest określenie bezpieczeństwa konstrukcji w sytuacji awarii polegającej na utracie zakotwienia kabla sprężającego (na skutek korozji lub mechanicznego uszkodzenia niezabezpieczonych bloków kotwiących). Przyjmuje się, że w przypadku kabli

prawidłowo zainiektowanych zaczynem cementowym, po utracie zakotwienia mechanicznego nastąpi przyczepnościowe przekazanie siły sprężającej na określonej długości transmisji. Poza szczytkowymi badaniami [37]–[40], kompleksowe badania długości transmisji siły sprężającej w kablach sprężających typu Freyssinet (fot. 4), powszechnie stosowanych w latach 60 i 70-tych XX w., składających się z wiązki równoległych drutów gładkich, nie były do tej pory prowadzone w żadnym ośrodku naukowym na świecie.



Fot. 4. a) Przekrój kabla 12Ø5 typu Freyssinet **b)** oraz jego typowe zakotwienie mechaniczne.

Również zagadnienie modelowania numerycznego przekazania siły z kabla, po utracie jego bloku kotwiącego, jest zagadnieniem dotychczas nie w pełni rozeznany – trudność polega na modelowaniu zagadnień kontaktowych na styku drutów gładkich i zaczynu cementowego oraz styku zaczynu i ścianki kanału kablowego, zazwyczaj realizowanego bez osłonek. Dokładne podejście wymaga szerokiego programu badawczego, którego wyniki uzupełnią model numeryczny. Możliwe jest również zastosowanie uproszczeń w modelu, który następnie jest poddany kalibracji i walidacji.

Sposób pracy belek podsuwnicowych wymaga, aby w analizie ich nośności i użyteczności uwzględniać specyficzny charakter obciążeń, które działają cyklicznie, zarówno w płaszczyźnie pionowej, jak i poziomej. Fakt ten wymaga analizy zagadnienia interakcji zginania, ścinania i skręcania z uwzględnieniem efektów zmęczenia materiałów. Z zakresu planowanej pracy doktorskiej wyłączone jednak zostaną zagadnienia skręcania oraz wpływu obciążeń powtarzalnych. Te kwestie powinny być przedmiotem dalszych rozważań, ale dopiero po ustaleniu wpływu utraty zakotwienia na nośność ścinanej strefy przypodporowej belki, będącej jednocześnie strefą zakotwień cięgien sprężających.

2.2. Cele pracy

W niniejszej dysertacji założono następujące cele, związane z bezpieczeństwem kablobetonowych elementów prefabrykowanych, użytkowanych po przekroczeniu ich projektowanego okresu trwałości:

- wykazanie, że możliwe jest przyczepnościowe przekazanie siły sprężającej z kabla wielodrutowego na element, w sytuacji utraty zakotwienia mechanicznego;
- opracowanie modelu obliczeniowego długości transmisji dla kabla wielodrutowego z przyczepnością, w sytuacji utraty zakotwienia mechanicznego, pozwalającego oszacować ją z dokładnością nie mniejszą niż przyjęta w normach dla elementów strunobetonowych;
- sprawdzenie sposobu pracy elementu oraz modelu jego zniszczenia, w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających, przy różnych położeniach skupionego obciążenia zewnętrznego;
- opracowanie modelu obliczeniowego nośności strefy ścinania kablobetonowej belki podsuwnicowej, w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających;
- wykazanie, że minimalny stopień zbrojenia poprzecznego w kablobetonowych belkach podsuwnicowych umożliwia bezpieczną ich pracę, nawet w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających.

2.3. Zakres pracy

Praca doktorska w swym zakresie obejmuje zagadnienie długości transmisji siły sprężającej kabli typu Freyssinet w sytuacji utraty zakotwień kabli sprężających oraz zagadnienie nośności na ścinanie kablobetonowych belek podsuwnicowych dla różnych smukłości ścinania, z uwzględnieniem sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających.

W niniejszej pracy użyto następujących metod badawczych: studia literaturowe, badania eksperymentalne w skali rzeczywistej, analizy oparte na autorskim modelu numerycznym oraz analizy dostępnych modeli analitycznych.

Studia literaturowe umożliwiły przedstawienie obecnego stanu wiedzy (state of the art), obejmującego następujące zagadnienia:

- praca strefy zakotwień cięgien sprężających, a w szczególności długość transmisji siły sprężającej w elementach strunobetonowych oraz przyczepność cięgien do betonu;
- nośność na ścinanie elementów żelbetowych i sprężonych, ze szczególnym uwzględnieniem elementów z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego;
- dotychczasowe osiągnięcia badawcze dotyczące: badań kablobetonowych belek podsuwnicowych (oraz analogicznych elementów kablobetonowych), technologii produkcji prefabrykowanego kablobetonu w XX wieku oraz metod i technik badawczych.

Badania eksperymentalne zostały przeprowadzone na kablobetonowych belkach podsuwnicowych, które zostały zdemontowane z istniejącej konstrukcji hali produkcyjnej po przekroczeniu okresu swojej projektowanej trwałości. Program badawczy został zrealizowany w akredytowanym Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej. Program badawczy obejmował:

- badania niszczące belek podsuwnicowych zrealizowane w trzech schematach statycznych o różnych smukłościach ścinania:
 - belki referencyjne, badane w sytuacji prawidłowego zakotwienia wszystkich kabli sprężających,
 - belki w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających.

- Badania długości transmisji siły sprężającej dla kabla typu Freyssinet w sytuacji odcięcia jego zakotwienia:
 - przypadek odcięcia jednego zakotwienia kabla sprężającego,
 - przypadek odcięcia dwóch sąsiadujących kabli sprężających (badanie dwuetapowe).
- Pomiar sił sprężających w kablach po przekroczonym okresie projektowanej trwałości.
- Określenie wypełnienia kanałów kablowych metodami nieniszczącymi:
 - badanie sklerometrem,
 - badanie betonoskopem.
- Badania materiałowe próbek pobranych z elementów badawczych:
 - określenie parametrów mechanicznych materiałów składowych belek,
 - analiza składu pierwiastkowego iniektu kanałów kablowych oraz analiza chemiczna materiałów cementowych.

Analizy numeryczne przeprowadzono na modelach stworzonych w oprogramowaniu DIANA. Po walidacji stworzonych modeli numerycznych wykonano następujące studia parametryczne:

- wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego na nośność kablobetonowych belek podsuwnicowych;
- wpływu efektywnego sprężenia (lokalizacja oraz liczba niesprawnych zakotwień kabli sprężających) na nośność kablobetonowych belek podsuwnicowych.

Analizy modeli analitycznych do określenia długości transmisji siły sprężającej oraz do określenia nośności na ścinanie elementów kablobetonowych. Propozycje autorskich modyfikacji mających na celu adaptacje wybranych modeli analitycznych do opisu belek kablobetonowych w sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających. Zaproponowano następujące modele:

- model obliczeniowy długości transmisji siły sprężającej dla kabla typu Freyssinet w sytuacji utraty zakotwienia kabla sprężającego;
- model obliczeniowy nośności na ścinanie kablobetonowych belek podsuwnicowych w sytuacji utraty zakotwień wybranych kabli sprężających.

2.4. Ograniczenia zakresu pracy

Z zakresu pracy celowo wyłączono zagadnienia zmęczenia materiałów oraz interakcji ścinania, skręcania i dwukierunkowego zginania w analizie kablobetonowych belek podsuwnicowych.

Uważa się, że poruszone kwestie powinny być przedmiotem dalszych rozważań, ale dopiero osiągnięciu podstawowych celów zdefiniowanych w niniejszej dysertacji. Rozwiązanie problemów badawczych niniejszej pracy wyznaczy kierunek dalszych badań oraz umożliwi analizę złożonych efektów oddziaływań, którym podlegają belki podsuwnicowe.

3. Stan wiedzy

3.1. Praca strefy zakotwień cięgien sprężających

Najprostszą i powszechnie stosowaną technologią kotwienia stali zbrojeniowej w betonie jest wykorzystanie zjawiska przyczepności betonu do stali. W przypadku elementów strunobetonowych, przyczepność jest również podstawowym mechanizmem przekazania siły sprężającej ze stali na beton. W kablobetonie natomiast, siła sprężająca jest przekazywana na beton poprzez mechaniczne zakotwienia kabli oraz ewentualny docisk kabla do osłonki kablowej na jego zakrzywionych odcinkach. W przypadku gdy w kablobetonie, element sprężony z przyczepnością ulegnie awarii polegającej na utracie zakotwienia mechanicznego, siła z kabla może być przekazywana na beton przez więzy przyczepności do zaczynu iniekcyjnego na określonej długości transmisji – analogicznie jak w elementach strunobetonowych.

3.1.1. Przyczepność betonu do cięgien sprężających

Ogólnie zjawiskiem przyczepności określamy czynniki zabezpieczające przerwanie kontaktu pomiędzy dwoma materiałami. Najważniejszymi zjawiskami odpowiadającymi za więzy przyczepności stali zbrojeniowej do betonu są: adhezja, siły tarcia oraz mechaniczne zazębienie się materiałów [41]. W przypadku elementów sprężonych, wstępne naprężenie zbrojenia sprężającego powoduje dodatkowo powstanie mechanizmu klinowania się, zwanego efektem Hoyerera [42].

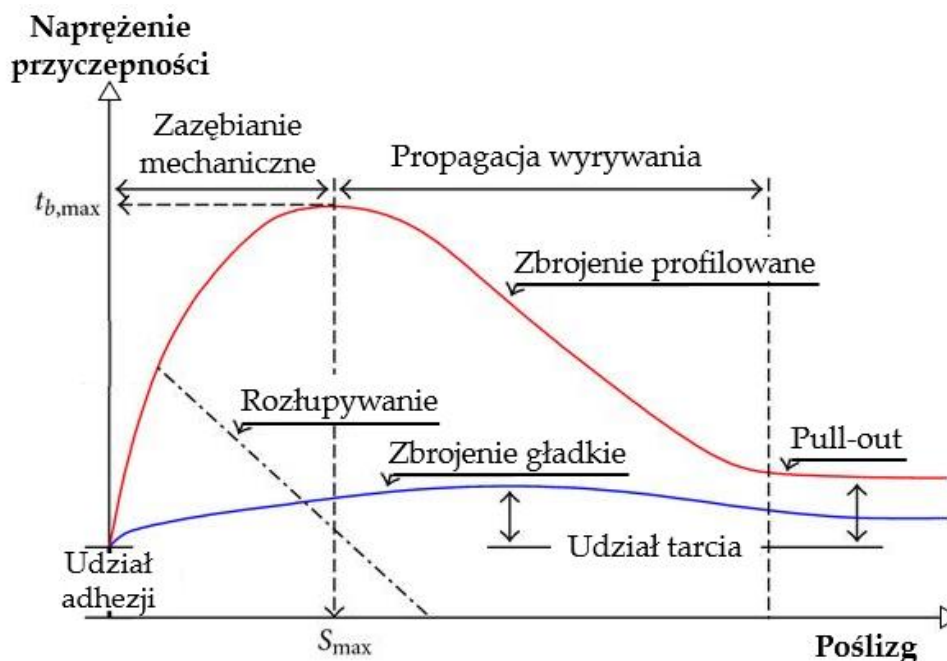
Siły adhezji opisują więzi występujące na poziomie molekularnym pomiędzy cząsteczkami różnych materiałów [43]. Siły adhezji w strefie przejściowej beton - stal są sumą adhezji chemicznej i fizycznej oraz wzajemnego blokowania się ziaren cementu i mikroskopijnie szorstkiej powierzchni stali zbrojeniowej. Udział adhezji w powstawaniu naprężenia przyczepności zanika w momencie pojawienia się pierwszego zarysowania w strefie przejściowej betonu i stali [44]. Przyczepność, wynikająca z sił adhezji powstających pomiędzy powierzchnią stali a otaczającym ją betonem, osiąga wartości nieprzekraczające 1 MPa [45].

Tarcie jest to opór przeciwdziałający równoległemu przemieszczeniu dwóch powierzchni, które utrzymywane są w bezpośrednim kontakcie poprzez siłę prostopadłą do kierunku działania siły tarcia. Powierzchnia, wzdłuż której następuje poślizg w przypadku tarcia bardzo gładkich powierzchni (np. gładkie druty sprężające) znajduje się na granicy strefy przejściowej beton - stal. W przypadku tarcia powierzchni szorstkich (np. uźebrowane pręty sprężające), powierzchnia poślizgu przebiega przez warstwę cementu [46]. Tarcie jest podstawowym zjawiskiem fizycznym mającym wpływ na powstające naprężenie przyczepności [47].

Zazębienie mechaniczne jest wywoływane ukształtowaniem pobocznic wkładki zbrojeniowej, które powoduje blokowanie się zbrojenia o betonowe dyble, wydzielone wzdłuż pobocznic zbrojenia. Mechanizm zazębienia w przypadku prętów wiąże się z występowaniem uźebrowania, w przypadku drutów z profilowaniem pobocznic (np. przez nagniatanie), a w przypadku splotów ze spiralnym skręceniem drutów [48]. W przypadku wykorzystania prętów i drutów gładkich zjawisko zazębienia mechanicznego nie występuje [49].

Mechanizm klinowania się (efekt Hoyerera) jest konsekwencją wstępnego naprężenia cięgien sprężających, co powoduje redukcję ich średnicy o wielkość wynikającą z wartości współczynnika Poissona [50]. Zwolnienie naciągu cięgien sprężających powoduje spadek naprężeń na ich wolnych końcach do wartości zerowej. Konsekwencją redukcji naprężeń jest zwiększanie się średnicy cięgna na długości transmisji oraz klinowanie się cięgna, wywołane jego rozszerzeniem się [42]. W efekcie powstają dodatkowe siły normalne do pobocznic cięgna, co wpływa na dodatkową siłę tarcia wzdłuż osi cięgna na długości transmisji.

Rysunek 2 schematycznie przedstawia rozkład naprężenia przyczepności na długości zakotwienia, odpowiednio dla zbrojenia gładkiego (linia niebieska) oraz zbrojenia profilowanego (np. uźebrowanego – linia czerwona). Jak pokazano na rysunku, mechanizmy przenoszenia naprężeń odpowiedzialne za zjawisko przyczepności są zwykle wyrażane przez zależność naprężenie przyczepności-poślizg otrzymywanej podczas testów typu pull-out [51].



Rys. 2. Naprężenie przyczepności w zależności od poślizgu [51].

3.1.2. Czynniki wpływające na przyczepność oraz długość transmisji

Przyczepność betonu do zbrojenia jest zjawiskiem złożonym, na jej wielkość i rozkład wzdłuż długości ma wpływ wiele czynników, z których najważniejsze to: wytrzymałość i rodzaj zastosowanego betonu, usytuowanie zbrojenia w przekroju elementu i stopień jego skrępowania, rodzaj i jakość powierzchni zbrojenia oraz w przypadku zbrojenia sprężającego technologia zwalniania naciągu [52]–[56].

Badania doświadczalne prowadzone w wielu ośrodkach naukowych wykazują wyraźną zależność wzrostu naprężenia przyczepności wraz z zastosowaniem betonu wyższej klasy lub betonów wysokowartościowych [57]–[62]. Badania prowadzone w Politechnice Krakowskiej dotyczące betonów wysokowartościowych potwierdziły, że naprężenie przyczepności jest bezpośrednio związane z wytrzymałością betonu [63], [64]. Badania obejmowały również określenie przyczepności betonu do splotów sprężających zabetonowanych bez naciągu oraz pod naciągiem w celu określenia wpływu efektu Hoyera. Wykazano wzrost naprężenia przyczepności o około 2 MPa dla splotów zabetonowanych pod naciągiem [65]. Stosowanie betonów samozagęszczających się lub betonów lekkich powoduje zmniejszenie naprężenia przyczepności w stosunku do betonów zwykłych. Jest to spowodowane zwiększeniem ciekości oraz stosowaniem domieszek chemicznych powodujących obniżenie lepkości plastycznej mieszanki betonowej [66].

Podstawowym warunkiem wymaganym dla zapewnienia przyczepności zbrojenia do betonu jest zachowanie odpowiedniej otuliny betonowej [67]. Badania pokazują że przy otulinie o wymiarze mniejszym niż trzy średnice wkładki zbrojeniowej zniszczenie przyczepności następuje przez rozłupanie otuliny betonowej [68] (rys. 2). Dopiero przy zapewnieniu otuliny o większym wymiarze lub wystarczającym skrępowaniu zbrojenia,

zniszczenie przyczepności odbywa się przez wrywanie zbrojenia z betonu [69]. Kolejnym warunkiem zapewnienia przyczepności dla zbrojenia jest jego odpowiedni rozstaw. Według normy [N1] dla strunobetonu minimalny rozstaw cięgien sprężających w świetle w celu zapewnienia odpowiedniej przyczepności powinien być nie mniejszy niż średnica cięgna, 20 mm oraz maksymalny wymiar kruszywa $d_g + 5$ mm. Praktyka wykonawcza wskazuje, że takie rozstawy zbrojenia sprężającego nie zawsze mogą być wystarczające [58].

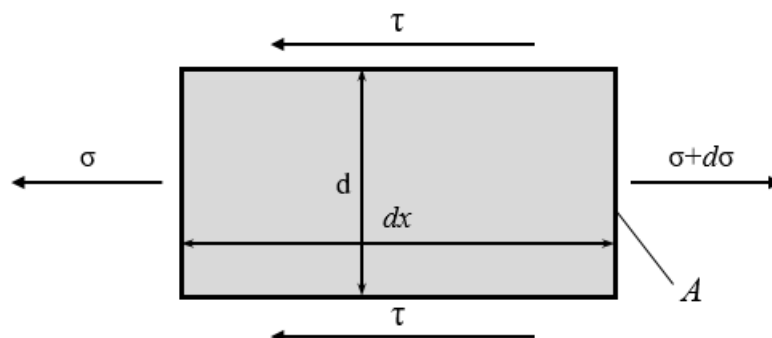
Kolejnym czynnikiem wpływającym na przyczepność jest typ powierzchni oraz rodzaj zbrojenia. Ta zależność wynika bezpośrednio ze zjawisk tarcia i zazębienia mechanicznego. Powierzchnie uźebrowane prętów oraz nagniatane drutów wykazują wyższą przyczepność do betonu niż ich gładkie odpowiedniki [47]. W przypadku splotów sprężających różnica przyczepności do betonu wynika również z rodzaju splotu. Seruga w pracy [65] wykazał, że wartość naprężenia przyczepności splotów 7Ø5 mm do betonu jest średnio o 2 MPa wyższa niż splotów 7Ø4 mm.

Stan powierzchni zbrojenia jest również znaczącym czynnikiem wpływającym na naprężenia przyczepności [55]. Wszelkie zanieczyszczenia (olej, rdza, pył itp.) rzutują na rzeczywistą przyczepność betonu do stali [70], [71]. Szerokie badania w zakresie przydatności stosowania splotów sprężających w zależności od stanu powierzchni zbrojenia prowadził Logan i in. Na podstawie badań zaproponowane zostały kryteria akceptacji splotów do zastosowań w betonie sprężonym [72]. Lekki nalot korozyjny na powierzchni splotów nie zwiększył wydajności ich przyczepności. Próbkki splotów przygotowane bezpośrednio z produkcji stali oraz próbki dokładnie oczyszczone przed zastosowaniem osiągały korzystniejsze parametry niż próbki z nalotem rdzy zarówno pod kątem długości transmisji jak i długości zakotwienia. Sploty zakupione u niektórych producentów, używane bezpośrednio ze świeżo dostarczonych kręgów mogą osiągnąć mniejsze wartości długości transmisji oraz długości zakotwienia niż przewidują to modele obliczeniowe zawarte w normach [72].

W przypadku zbrojenia sprężającego, na długość transmisji wpływa również wartość naprężenia w stali oraz technologia zwalniania naciągu [55]. Stopniowe, powolne zwalnianie naciągu pozwala osiągnąć krótszą długość transmisji siły sprężającej niż w przypadku nagłego zwolnienia naciągu. Długość transmisji może wzrosnąć nawet od 20 do 35% w przypadku nagłego zwolnienia siły sprężającej [73].

3.1.3. Modele obliczeniowe zależności naprężenie przyczepności - poślizg

Naprężenie przyczepności betonu do można dokładnie określić jeśli znany jest rozkład siły w zbrojeniu na długości zakotwienia. Rozważając wkładkę zbrojeniową o polu powierzchni przekroju A i obwodzie pręta/drutu u (rys. 3), równanie równowagi przyjmuje postać (1) i prowadzi do wzoru na jednostkowe naprężenie przyczepności (2).



Rys. 3. Stan równowagi w wydzielonym fragmencie analizowanego pręta.

$$A \cdot d\sigma = \tau \cdot u \cdot dx \quad (1)$$

$$\tau = \frac{A}{u} \cdot \frac{d\sigma}{dx} = \frac{d}{4} \cdot \frac{d\sigma}{dx} \quad (2)$$

Z wzoru (2) wynika, że naprężenie przyczepności zbrojenia do betonu jest zależne od przebiegu naprężeń w zbrojeniu, natomiast na końcu zabetonowania zbrojenia dla $x = 0$ naprężenie przyczepności τ jest równe zero.

Badania rozpoznające zjawisko przyczepności betonu do stali rozpoczęły się już na początku XX wieku [74]. Jednym z pierwszych badaczy zajmującym się zależnością naprężenie przyczepności - poślizg był Abrams. Zakłada on, że przyczepność adhezyjna ma miejsce dopóki nie nastąpi poślizg pręta i wynosi około 60% maksymalnego naprężenia przyczepności. Ten stosunek nie zmienia się znacząco dla szerokiego zakresu mieszanek betonowych, wieku betonu, rozmiarów pręta i warunków przechowywania próbek. Opór tarcia powstaje, gdy następuje względne przemieszczenie pomiędzy materiałami. W pracy [44] Abrams zaproponował model do wyznaczenia naprężenia przyczepności stali gładkiej do betonu za pomocą wzorów (3), (4) i (5):

$$\tau_{b,max} = 0,19 \cdot f_c \quad (3)$$

$$\tau_{b,a} = 0,60 \cdot \tau_{b,max} \quad (4)$$

$$\tau_{b,f} = 0,50 \cdot \tau_{b,max} \quad (5)$$

Wzór (3) umożliwia wyznaczenie naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$, natomiast wzory (4) i (5) określają odpowiednio przyczepność adhezyjną $\tau_{b,a}$ oraz naprężenie wynikające z tarcia $\tau_{b,f}$.

Model Code 2010 [N2] zawiera model zależności naprężenie przyczepności (τ_b) - poślizg (s) między zbrojeniem, a betonem. Jest on wyrażony wzorami (6) - (9):

$$\tau_b = \tau_{b,max} (s/s_1)^\alpha \quad \text{dla } 0 \leq s \leq s_1 \quad (6)$$

$$\tau_b = \tau_{b,max} \quad \text{dla } s_1 \leq s \leq s_2 \quad (7)$$

$$\tau_b = \tau_{b,max} - (\tau_{b,max} - \tau_{bf})(s - s_2)/(s_3 - s_2) \quad \text{dla } s_2 \leq s \leq s_3 \quad (8)$$

$$\tau_b = \tau_{bf} \quad \text{dla } s > s_3 \quad (9)$$

Uzupełnieniem podanych zależności są parametry zestawione w tabeli 1 dla obliczeń dotyczących prętów żebrowanych oraz w tabeli 2 w przypadku obliczeń dotyczących prętów gładkich.

Tabela 1. Parametry określające zależność naprężenie przyczepności - poślizg dla prętów żebrowanych [N2].

Oznaczenia	Wrywanie (PO)		Rozłupywanie (SP)			
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$		$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$			
	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności	Dobre warunki przyczepności		Inne warunki przyczepności	
			beton bez strzemion	strzemiona	beton bez strzemion	strzemiona
0	1	2	3	4	5	6
$\tau_{b,max}$	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$	-	-	-	-
$\tau_{bu,split}$	-	-	$7,0 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$8,0 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,0 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,5 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$
s_1	1,0 mm	1,8 mm	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$
s_2	2,0 mm	3,6 mm	s_1	s_1	s_1	s_1
s_3	c_{clear}^1	c_{clear}^1	$1,2 s_1$	$0,5 c_{clear}^1$	$1,2 s_1$	$0,5 c_{clear}^1$
α	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
τ_{bf}	$0,4\tau_{b,max}$	$0,4\tau_{b,max}$	0	$0,4\tau_{bu,split}$	0	$0,4\tau_{bu,split}$

¹ Wartość c_{clear} oznacza odstęp żeberek pręta zbrojeniowego w świetle

Tabela 2. Parametry określające zależność naprężenie przyczepności - poślizg dla prętów gładkich [N2].

Oznaczenia	Drut zimno ciągniony		Pręty walcowane na gorąco	
	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności
$s_1 = s_2 = s_3$	0,01 mm	0,01 mm	0,1 mm	0,1 mm
α	0,5	0,5	0,5	0,5
$\tau_{b,max} = \tau_{b,f}$	$0,1\sqrt{f_{cm}}$	$0,05\sqrt{f_{cm}}$	$0,3\sqrt{f_{cm}}$	$0,15\sqrt{f_{cm}}$

W oparciu o wyniki badań przeprowadzonych metodą pull-out dla cięgien sprężających o średnicy 12,8 mm, Balazs [75] podał równanie (10) opisujące naprężenie przyczepności.

$$\tau_b = \psi c \sqrt{f'_{ci}} (s/d_b)^b \quad (10)$$

gdzie: τ_b – naprężenie przyczepności [MPa]; s – poślizg [m]; d_b – średnica cięgna [m]; ψ – współczynnik [-] dla górnej ($\psi_{0,95} = 1,35$), średniej ($\psi_m = 1,00$) oraz dolnej ($\psi_{0,05} = 0,65$) granicy naprężenia przyczepności; c i b – współczynniki empiryczne, które dla średnicy $d_b = 12,8$ mm przyjmują wartości $c = 2,055 \text{ MPa}^{0,5}$ i $b = 0,2500$.

Oh i in. [76] na podstawie badań splotów sprężających o średnicach 12,7 mm i 15,2 mm umieszczonych w betonie o wytrzymałości $f'_{ci} = 32,71 - 35,50$ MPa przedstawili zależność (11):

$$\tau_b = C (s/d_b)^b \quad (11)$$

gdzie: C i b – współczynniki; dla $d_b = 12,7$ mm: $C = 13,787$ MPa i $b = 0,3301$, dla $d_b = 15,2$ mm: $C = 9,331$ MPa i $b = 0,2688$.

3.1.4. Modele obliczeniowe do wyznaczenia długości transmisji siły sprężającej

Eurokod 2, który obecnie funkcjonuje w Polsce jako norma PN-EN 1992-1-1 [N1], podaje wzór do wyznaczenia podstawowej długości transmisji (12) na podstawie stałego naprężenia przyczepności na długości transmisji, które można wyznaczyć korzystając ze wzoru (13). Podstawową długość transmisji (12), w zależności od efektu jej oddziaływania, należy zmniejszyć lub zwiększyć o 20% w celu uzyskania wartości obliczeniowej.

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \Phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \quad (12)$$

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (13)$$

Według przepisów Model Code 2010 [N2], długość transmisji (14) wyznaczana jest na podstawie podstawowej długości zakotwienia pojedynczego cięgna sprężającego (15), którą można obliczyć zakładając wytrzymałość przyczepności betonu do cięgien według wzoru (16). Model Code w porównaniu do Eurokodu zakłada we wzorze (16) obliczeniową wartość wytrzymałości przyczepności betonu do cięgien sprężających, której wartość jest o około połowę niższa niż wartość przyczepności transmisji według (13) [N1].

$$l_{bpt} = \alpha_{p1} \cdot \alpha_{p2} \cdot \alpha_{p3} \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{ptd}} \cdot l_{bp} \quad (14)$$

$$l_{bp} = \frac{A_{sp}}{\Phi \cdot \pi} \cdot \frac{f_{ptd}}{f_{bpd}} \quad (15)$$

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd}(t) \quad (16)$$

Kolejną różnicą w porównaniu do [N1] jest wartość obliczeniowej długości transmisji, w zależności od efektu jej oddziaływania. Model Code zakłada górną wartość długości transmisji $l_{bpt,0.95}$ ze wzoru (14) przy założeniu współczynnika $\alpha_{p2} = 1,0$ do obliczeń długości zakotwienia z uwzględnieniem nośności na zginanie i ścinanie. Dla sprawdzenia naprężenia poprzecznego, wynikającego z transmisji oraz dyspersji sprężenia w strefie zakotwienia, Model Code zakłada $l_{bpt,0.05}$ ze wzoru (14) przy założeniu współczynnika $\alpha_{p2} = 0,5$ co odpowiada dolnej wartości długości transmisji.

Amerykańska norma ACI 318-19 [N3] podaje wzór (17), z którego można wyznaczyć długość transmisji siły sprężającej.

$$l_t = \frac{\sigma_{pm0}}{21} \cdot d_b \quad (17)$$

Zgodnie normą AASHTO [N4] długość transmisji siły sprężającej można wyznaczyć ze wzoru (18), który uwzględnia jedynie średnicę nominalną cięgna sprężającego d_b .

$$l_t = 60 \cdot d_b \quad (18)$$

Pierwsza polska norma dotycząca konstrukcji z betonu sprężonego PN-57 B-03320 [N5] zawierała wytyczne do zakotwienia strun prostych oraz strun skręconych i falowanych o średnicach $\emptyset 1,5$ oraz $\emptyset 2,5$ mm. Wytyczne były oparte na serii badań rozpoczętych przez Instytut Techniki Budowlanej w 1953 r. i podawały długości zakotwień z zapasem bezpieczeństwa [77]. Długości zakotwienia strun dla przeniesienia naciągu 15000 kG/cm^2

(1471 MPa - SI) oraz długości zakotwienia dla przeniesienia siły zrywającej struny przedstawiono odpowiednio w tabelach 3 i 4.

Tabela 3. Bezpieczne długości zakotwienia strun dla przeniesienia naciągu (1471 MPa) [N5].

Marka betonu	Rodzaje strun			
	Struny proste		Struny skręcane 2Ø1,5 mm (15 splotów na 1 m)	Struny falowane Ø2,5 mm, długość fali 2 cm, A = 2 mm
	Ø1,5	Ø2,5		
400	55 cm	80 cm	45 cm	15 cm
500 i wyżej	50 cm	70 cm	25 cm	15 cm

Tabela 4. Bezpieczne długości zakotwienia strun dla przeniesienia siły zrywającej [N5].

Marka betonu	Rodzaje strun			
	Struny proste		Struny skręcane 2Ø1,5 mm (15 splotów na 1 m)	Struny falowane Ø2,5 mm, długość fali 2 cm, A = 2 mm
	Ø1,5	Ø2,5		
400	95 cm	115 cm	70 cm	20 cm
500 i wyżej	85 cm	100 cm	55 cm	20 cm

Ostatnia polska norma dotycząca wyłącznie konstrukcji z betonu sprężonego: Konstrukcje z betonu sprężonego PN-66 B-03320 [N6] oraz późniejsze normy, obejmujące konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone: PN-76 B-03264 [N7], PN-84 B-03264 [N8] zawierają modele długości zakotwienia cięgien sprężających bazujące na naprężeniu w stali oraz wielokrotności średnicy cięgna. Według normy PN-84 B-03264 [N8], wymaganą długość zakotwienia cięgien sprężających opisywały wzory (19), (20) uzupełnione tabelą 5.

$$l_v = \delta_v \cdot d + 30 \frac{\sigma_w - 1000}{R_{sr}} \quad \text{dla } \sigma_w \geq 1000 \cdot \text{MPa} \quad (19)$$

$$l_v = \delta_v \cdot d \cdot \frac{\sigma_w}{1000} \quad \text{dla } \sigma_w < 1000 \cdot \text{MPa} \quad (20)$$

Tabela 5. Wartości współczynnika δ_v [N8].

Średnica ciągna d [mm]	Klasa betonu			
	B30	B35	B40	B50
2,5 ÷ 9	70	60	50	45
12 ÷ 15	50	45	40	35

Tabela 6 przedstawia współczynniki do wyznaczania długości zakotwienia według normy [N6] PN-66 B-03320. W porównaniu do [N8] (Tab. 5) zawarte są tam również współczynniki dla drutów sprężających (gładkich oraz wygniatanych).

Tabela 6. Wartość współczynnika do określenia długości zakotwienia drutu i splotu [N6].

Rodzaj cięgna	Średnica cięgna d [mm]	Klasa betonu			
		B30	B35	B40	B50
Drut gładki	2,5 ÷ 5	120	100	80	60
Drut wygniatany		100	80	60	45
Sploty	4,5 ÷ 9	70	60	50	45
	12 ÷ 15	50	40	35	30

Zgodnie z polską normą PN-B-03264 z roku 1999 oraz 2002 [N9] długość transmisji siły sprężającej można wyznaczyć ze wzoru (21). Zalecenie uwzględnia jedynie średnicę nominalną cięgna sprężającego oraz współczynnik β_p zależny od wytrzymałości betonu otulającego cięgno w chwili zwolnienia naciągu – patrz tabela 7.

$$l_{bp} = \beta_p \cdot \emptyset \quad (21)$$

Tabela 7. Współczynnik długości β_p zakotwienia drutów, splotów i prętów żebrowanych [N9].

Wytrzymałość betonu f_{ck} (t_0) w chwili przekazywania siły sprężającej na beton [MPa]	25	30	35	40	45	50
Sploty i druty nagniatane	75	70	65	60	55	50
Pręty żebrowane	55	50	45	40	35	30

Powyższe studium wskazuje, że zagadnienie długości transmisji i przyczepności betonu do cięgien sprężających w strunobetonie jest stosunkowo szeroko rozpoznane w literaturze. Natomiast w dotychczasowym stanie wiedzy względnie niewiele publikacji dotyczy badań długości transmisji w kablobetonie, gdy element ulega awarii polegającej na utracie zakotwienia kabli. Jednakże należy stwierdzić, że modele opracowane dla elementów strunobetonowych nie w pełni oddają złożoność zagadnienia długości transmisji w przypadku wielodrutowych kabli w kanałach iniektowanych zaczynem cementowym.

3.1.5. Badania przyczepności oraz długości transmisji w elementach kablobetonowych

Ważne informacje dotyczące przyczepności zaczynu cementowego do drutów sprężających $\emptyset 5$ mm są zawarte w pracach [37], [78]. Zygmunt Jamroży badał zaczyny cementowe do iniekcji kanałów kablowych pod kątem zastosowania zaczynów spulchnianych. W pracy [37] przeanalizowane zostały parametry zaczynów cementowych o różnym składzie mieszanki – w tabeli 8 przedstawiono legendę oznaczeń zastosowanych do opisu badanych mieszanek.

Tabela 8. Oznaczenie składników badanych zaczynów iniekcyjnych [37].

C	Cement portlandzki marki 350
W	Woda zarobowa
Al	Proszek aluminiowy natłuszczony płatkowany
P	Plastyfikator na bazie wywarów posulfitowych
B	Zagęszczony wywar posulfitowy

Tabela 9 przedstawia wyniki badania niszczącego 30 belek kablobetonowych o wymiarach 140 x 190 x 3000 mm, sprężonych jednym kablem 12 $\emptyset 5$, w zależności od zastosowanego rodzaju zaczynu iniekcyjnego. Ponadto przebadano belki, w których odcięto zakotwienia kabli sprężających, aby określić pracę elementu z kablem zakotwionym przez przyczepność do iniektu. Wyniki badań wskazują, że belki badane z odciętymi zakotwieniami kabla sprężającego ulegały zarysowaniu oraz zniszczeniu przy mniejszej wartości obciążenia niż analogiczne belki z zakotwieniami mechanicznymi. W zależności od zastosowanego składu zaczynu iniekcyjnego, siły niszczące dla belek z odciętymi blokami kotwiącymi były niższe o 18,4 lub 7,4% w odniesieniu do belek referencyjnych.

Tabela 9. Obciążenie rysujące oraz niszczące dla belek zginanych w zależności od zastosowanego zaczynu iniekcyjnego [37].

L.p.	Opis próbki	Zastosowany skład zaczynu	Obciążenie rysujące [kN]	Siła niszcząca przy zginaniu [kN]	Różnica (%) w odniesieniu do próbek referencyjnych (L.p.)	
1	Kabel zakotwiony w blokach	brak iniektu	529,6	686,5		-
2		C + W	784,5	961,0	1	40,0
3		C + W + P + Al	931,6	1059,1	1	54,3
4	Odcięte bloki kotwiące	C + W	588,4	784,5	2	-18,4
5		C + W + P + Al	833,6	980,7	3	-7,4

W tabeli 10 przedstawiono badanie walcowych próbek iniektów różnego rodzaju, z których wyciskano druty $\varnothing 5$ mm w celu określenia wartości naprężenia przyczepności drutu do zaczynu. Dodatkowo sprawdzono wpływ pozycji dojrzewania próbki na wartość naprężenia przyczepności – badano próbki dojrzewające w pozycji pionowej (referencyjnej) oraz poziomej (rzeczywisty przypadek dojrzewania iniektu w kanale kablowym dla większości elementów).

Kolejnym badaniem przyczepności było wyciskanie dojrzałego zaczynu z pierścieni stalowych o średnicy 120 mm – wyniki badania przedstawiono w tabeli 11.

Tabela 10. Przyczepność zaczynu iniekcyjnego do drutu $\varnothing 5$ mm wyciskanego z próbki [37].

L.p.	Zastosowany skład zaczynu	Pozycja próbki w czasie dojrzewania	Średnia wartość naprężenia przyczepności [MPa]	Zmiana objętości zaczynu
1	C + W	Pionowa	4,8	osiadanie 6%
2	C + W + P		5,9	osiadanie 4%
3	C + W + P + Al		6,4	pęcznienie 2%
4	C + W + B		3,8	osiadanie 4%
5	C + W + B + P		4,1	osiadanie 3%
6	C + W + P + Al + B		5,3	pęcznienie 2%
7	C + W	Pozioma	3,7	osiadanie 6%
8	C + W + P + Al		5,9	pęcznienie 2%

Tabela 11. Przyczepność zaczynu iniekcyjnego wyciskanego z obudowy blaszanej [37].

L.p.	Zastosowany skład zaczynu	Średnia wartość naprężenia przyczepności [MPa]	Różnica w odniesieniu do zaczynu C+W [%]	Pozycja próbki w czasie dojrzewania
1	C + W	0,42	-	Pozioma
2	C + W + P	0,75	77,8	
3	C + W + P + Al	1,02	139,7	
4	C + W	5,26	-	Pionowa
5	C + W + P	5,24	-0,3	
6	C + W + P + Al	4,74	-9,9	
7	C + W + P + 2 Al	4,84	-7,9	

W przypadku próbek dojrzewających w pozycji poziomej, zaczyny z dodatkami spulchniającymi wykazują znaczną przewagę nad zaczynami bez dodatków oraz niewiele ustępują w przypadku próbek dojrzewających pionowo. Naprężenia przyczepności podane

w tabeli 11 zostały przeliczone w stosunku do rzeczywistej powierzchni styku. W przypadku przeliczenia na powierzchnię całkowitą, wartości naprężenia przyczepności zaczynów bez dodatków spadają o około 6%.

Wood i in. [38] przeprowadzili badania dla czterech zewnętrznych kabli wielosplotowych z iniekcją cementową pod kątem redystrybucji sił z kabla przez przyczepność w wyniku pęknięcia korozyjnego. Oprócz tego testowali rozpoznawanie uszkodzeń kabla i towarzyszącą im zmianę sił nieniszczącą metodą wibracyjną. Badane kable były zainstalowane w sztywnej ramie stalowej i różniły się rodzajem zakotwienia oraz wielkością siły sprężającej (40 lub 70% maksymalnej siły naciągowej).

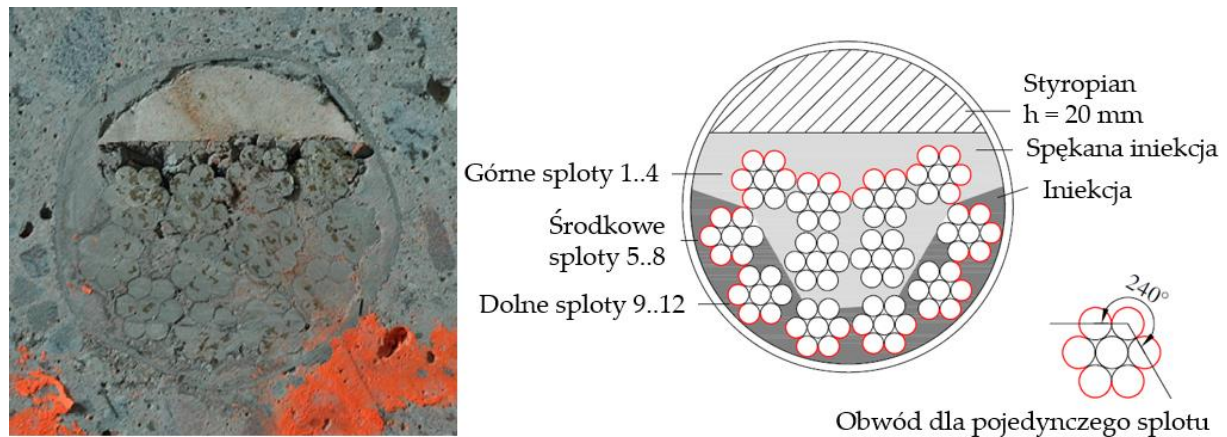
Wyniki badań wskazują, że wraz z przecinaniem kolejnych cięgien sprężających w kablu siła była przekazywana poprzez przyczepność do zaczynu iniekcyjnego. Redystrybucja sił była zauważalna zarówno w pomiarach odkształceń, jak i w bezpośrednich odczytach siłomierza. Pomiar czujnikami rejestrującymi odkształcenia najdalej od miejsca przecięcia poszczególnych cięgien nie wskazywał zasadniczych zmian pomiędzy odczytem dla iniekcji cementowej, a odczytem dla przeciętych splotów kabla. Siła pozostała w kablach z przeciętymi wszystkimi splotami wynosi od 6 do 30% wartości początkowej siły sprężającej.

W pracy [39] przedstawiono badania dotyczące wtórnego zakotwienia (ang: secondary anchorage) cięgien sprężających w kablobetonie z przyczepnością w sytuacji utraty zakotwienia mechanicznego, wykonane dla departamentu transportu stanu Floryda [79]. Badania wykonano na dziewięciu wydzielonych blokach kotwiących kable sprężające, dla kabli wielosplotowych (7, 12 lub 19 splotów siedmiodrutowych $\varnothing 15$ mm) o różnych długościach czynnych iniekcji kanałów. Zastosowano kable prostoliniowe, aby zminimalizować tarcie kabla, jako najgorszy przypadek z uwagi na wtórne zakotwienie. Wykorzystano osłonki kablów ze stali galwanizowanej, stosowane do budowy mostów sprężanych segmentami w USA. Badanie obejmowało fazę przekazania sprężenia w celu zarejestrowania długości transmisji siły sprężającej oraz fazę dalszego obciążenia w celu obserwacji długości zakotwienia kabli sprężających. Długość transmisji była badana dla naprężenia w kablu na poziomie 75% naprężenia dopuszczalnego (według AASHTO [N4]), natomiast długość zakotwienia przy dalszym obciążeniu elementu, rejestrowano przy osiągnięciu naprężenia w kablu równego 90% naprężenia dopuszczalnego.

W badaniach potwierdzono możliwość wtórnego zakotwienia cięgien sprężających w kablobetonie z przyczepnością. Dla próbek o odpowiedniej długości czynnej (1220 mm dla kabli 7x $\varnothing 15$ oraz 1525 mm dla 12x $\varnothing 15$) zaobserwowano pełne przekazanie siły sprężającej. Zarejestrowana długość transmisji wyniosła 965 mm oraz 1270 mm odpowiednio dla kabli sprężających zawierających 7 i 12 splotów. Dla tak zakotwionych wtórnie kabli nastąpiło pełne przekazanie siły na długości zakotwienia przy dalszym obciążeniu próbek. W przypadku kabli 19-splotowych, długość czynna równa 1830 mm okazała się nie wystarczająca do pełnego przekazania siły sprężającej oraz do stabilnego przekazania naprężeń przy dodatkowym obciążeniu kabla.

We wnioskach z badań wskazano, że skuteczność wtórnego zakotwienia cięgien sprężających w głównej mierze zależy od jakości wykonania iniekcji kanałów kablów. Dla kabli większej mocy obserwowano dłuższe odcinki przekazywania siły sprężającej z cięgien na iniekcję cementową w porównaniu do kabli mniejszej mocy. Jednakże autorzy zalecili ostrożność w ekstrapolacji wyników badań, z uwagi na niewielką liczbę badanych elementów oraz miarodajnych pomiarów [39].

Badania o podobnym charakterze przedstawiono w pracy [40], gdzie elementami badawczymi były belki kwadratowe (400 x 400 mm) z jednym prostoliniowym kablem sprężającym z przyczepnością. Długości badanych belek to 1230, 1700 oraz 3000 mm (odpowiednio w liczbie 4, 4 i 8 sztuk). Zastosowano 12-splotowe kable sprężające ze splotów 7Ø5 – całkowite pole powierzchni stali na jeden kabel to 1800 mm². Kabel sprężający został umieszczony w środku ciężkości belki, zastosowano stalowe osłonki kanałów kablowych. Kabel sprężano siłą 1800 kN, co odpowiadało naprężeniu naciągowemu 1000 MPa. Po sprężeniu, kanały kablowe były iniektowane zaczynem cementowym, natomiast połowa badanych belek miała umieszczone w kanale kablowym wypełnienie ze styropianu o wysokości 20 mm, imitujące pustkę w zaczynie iniekcyjnym (fot. 5).



Fot. 5. Kanał kablowy z pustką w przekroju (lewy) oraz jego schemat (prawy).

Po okresie dojrzewania iniekcji, sploty zwalniano z zakotwienia, rejestrując długość transmisji siły sprężającej. Co cztery zwolnione ciągną, realizowano dodatkowy naciąg odpowiadający naprężeniu 100 MPa. Po zwolnieniu wszystkich splotów kabla, ciągną naciągano aż do osiągnięcia nośności przyczepności kabla do iniekcji. Siła graniczna dla zastosowanej prasy hydraulicznej ograniczała poziom naprężenia w ciągnach do 1500 MPa.

Zarejestrowana długość wtórnego zakotwienia dla kabli z niepełną iniekcją była około 1,7 razy większa w porównaniu do kabli z pełną iniekcją kanałów. Długość transmisji dla górnych splotów była dłuższa w porównaniu do pozostałych splotów kabla, z uwagi na mniejszy obwód styku z zaczynem iniekcyjnym – porównaj fot. 5.

Dla belek o długości 3000 mm obserwowano lokalny efekt utraty zakotwienia (na pasywnym końcu belki siła sprężająca ulegała pełnej redystrybucji). W przypadku belek krótkich (1230 i 1700 mm) z uwagi na mniejszą długość czynną przyczepności, poślizg splotów znacząco wzrósł w porównaniu do belek dłuższych, w tej samej fazie obciążenia.

3.1.6. Zakotwienia mechaniczne w konstrukcjach kablobetonowych

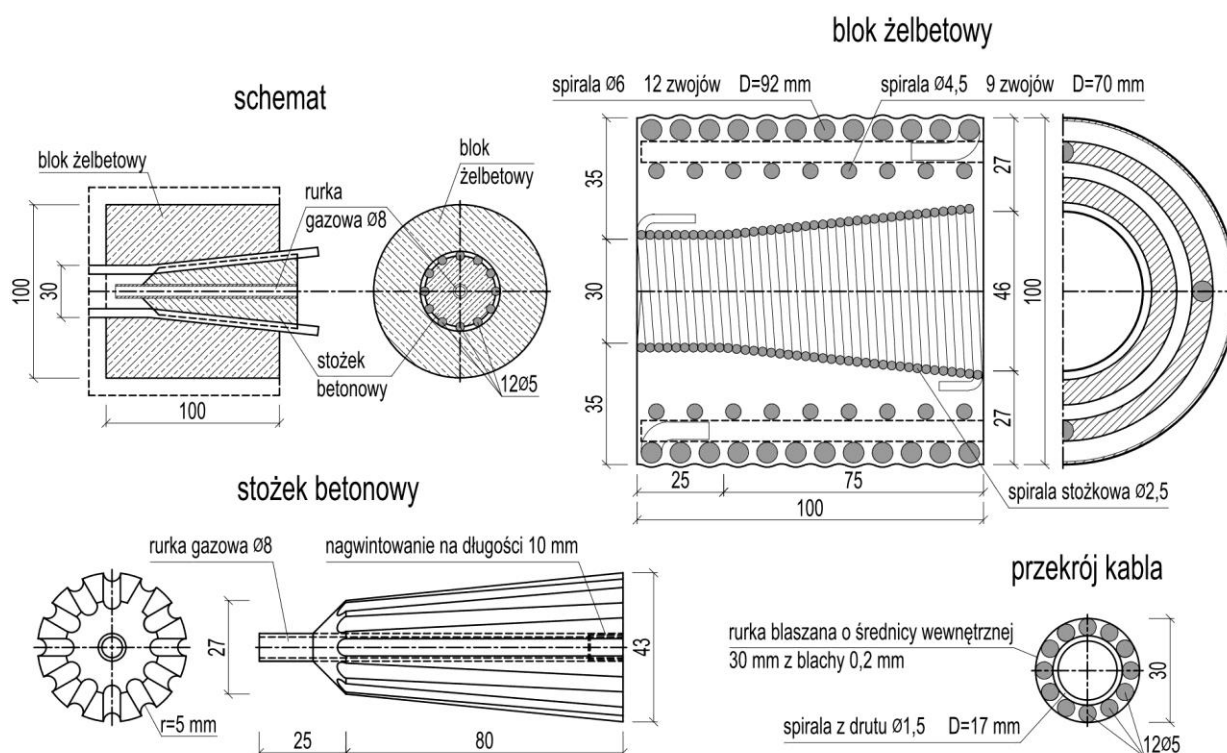
W Polsce oraz innych krajach europejskich do kotwienia kabli w konstrukcjach kablobetonowych dostępne były zakotwienia stożkowe, klinowe oraz kłódkowe [80]. Z uwagi na wygodę stosowania, prostotę systemu oraz niskie zużycie materiałów najczęściej stosowane były zakotwienia stożkowe, przeznaczone do kabli wielodrutowych [81]. W tym systemie zrealizowano pierwsze obiekty kablobetonowe w Polsce (most w Końskich i dźwigary dla magazynu w Strzybnicy). Stosowanie systemu zakotwień stożkowych było również konsekwencją przyjęcia kabli typu Freyssinet do realizacji typowych dachowych dźwigarów kablobetonowych [6].

Dla zastosowania krajowego, technologie produkcji, wymagania oraz instrukcje wykonania i odbioru zakotwień stożkowych zostały opracowane przez Zakład Prefabrykacji i Betonu Sprężonego Politechniki Warszawskiej. Natomiast produkcja zakotwień dla betonu kablowego była prowadzona w wielu ośrodkach w kraju (między innymi w Politechnice Krakowskiej czy Strzybnickich Zakładach Betoniarskich i Żelbetowych [9]).

Aby zapewnić skuteczne zastosowanie systemów stożkowych, w pracy [82] sformułowano następujące warunki stawiane zakotwieniom:

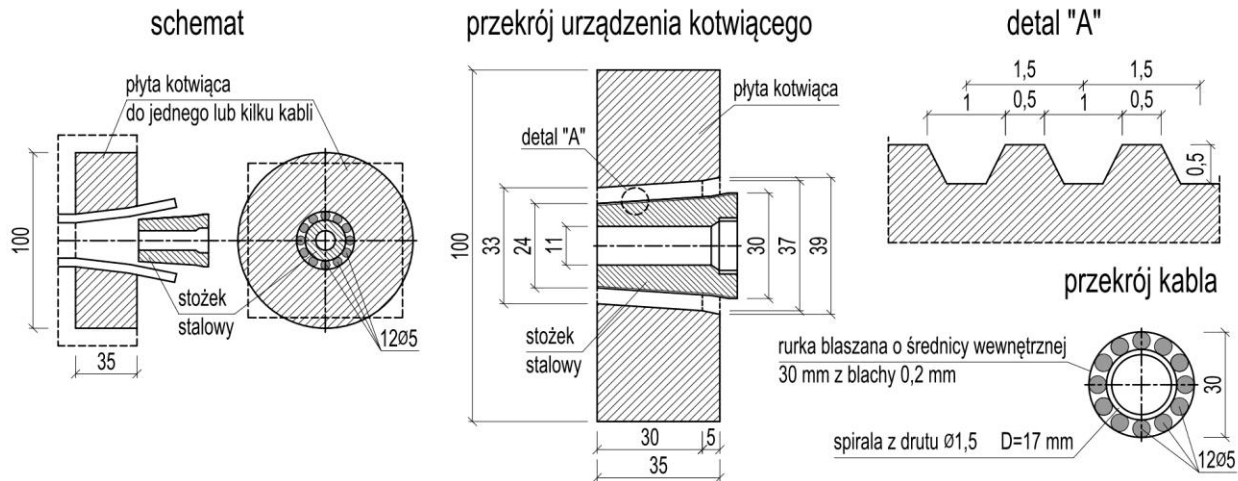
- przekazanie sił z kabli na elementy kotwiące przez tarcie drutów o pobocznicę stożków i otworów w blokach kotwiących,
- zniszczenie połączeń przez zerwanie drutów (nośność kotwienia większa od nośności kabli),
- minimalizacja poślizgu drutów w zakotwieniach (w fazie kotwienia i przy zniszczeniu),
- wysoka trwałość elementów kotwiących.

Zakotwienia były realizowane w wersji żelbetowej (żelbetowy blok oraz stożek – rys. 4) [83], stalowej (metalowy blok oraz stożek – rys. 5) lub w wersji mieszanej [84]. Zalecano stosowanie wariantów żelbetowych z uwagi na bardzo restrykcyjne przepisy w zakresie oszczędności stali w konstrukcjach budowlanych. Nie mniej jednak w powszechnym przekonaniu zakotwienia stalowe miały przewagę nad wariantem betonowym. Ponadto rozwiązanie stalowe cechowało się większą niezawodnością [85].



Rys. 4. Detale katalogowe żelbetowych bloków i betonowych stożków kotwiących [86].

Z pobudek praktycznych, w niektórych elementach zasadne było zastosowanie żelbetowego bloku kotwiącego oraz stalowego stożka, który umożliwiał odkotwienie lub stopniowe i dodatkowe sprężenie kabli. Wielkość siły potrzebnej do odkotwienia wynosi około 1,25 siły pierwotnego naciągu.



Rys. 5. Detale katalogowe stalowych bloków i stożków kotwiących [86].

Istotnym parametrem dla stożkowych zakotwień mechanicznych jest wielkość poślizgu ciągna w zakotwieniu. Wielkość jednoczesnego poślizgu drutów ze stożkiem stalowym, według badań [82], w fazie kotwienia wynosi średnio od 3 do 6 mm w zależności od dokładności dobicia stożka kotwiącego [80]. W przypadku mocnego dobicia stożka oraz zastosowaniu stożka profilowanego możliwe było osiągnięcie dolnej wartości poślizgu. Ponadto zalecano uwzględnienie poślizgu przy ustaleniu siły naciągu kabli sprężających.

3.2. Ścinanie elementów żelbetowych i sprężonych z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego

Przepisy dotyczące projektowania elementów na ścinanie były przedmiotem szerokiej debaty w ciągu ostatniego stulecia [87]. Jednakże dotychczas nie wypracowano powszechnej zgody jaki zestaw zmiennych parametrów należy wziąć pod uwagę oraz jak uniwersalnie znormalizować zalecenia dotyczące ścinania, aby w najlepszy sposób opisać obecny stan wiedzy. Od wczesnego rozwoju konstrukcji betonowych nieustannie poszukiwano spójnego podejścia do projektowania elementów ścinanych bez zbrojenia poprzecznego lub z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego [88]. Prace badawcze dotyczące elementów ścinanych są prowadzone nieprzerwanie w wielu ośrodkach badawczych na całym świecie. Zagadnienie oceny nośności na ścinanie elementów zginanych bez lub z niskim stopniem zbrojenia na ścinanie jest zagadnieniem bardzo złożonym i zależnym od wielu parametrów [89]. Najważniejsze z nich to smukłość ścinania, wymiary elementu, wytrzymałość betonu, stopień zbrojenia podłużnego oraz sposób obciążenia. Ocena nośności na ścinanie elementu z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego jest zagadnieniem często spotykanym w praktyce, gdyż konstrukcje wznoszone w drugiej połowie XX wieku często nie spełniają warunku minimalnego zbrojenia poprzecznego [32], narzucanego przez dzisiejsze normy [N1], [N2].

3.2.1. Mechanizmy przenoszenia naprężeń w elementach ścinanych

Do podstawowych mechanizmów biorących udział w przenoszeniu naprężeń ścinających (rys. 6) należą: zazębienie kruszywa, efekt kołkowej pracy zbrojenia podłużnego, mechanizm przenoszenia naprężeń w betonie rozciągającym związanym ze zjawiskiem osłabienia betonu w strefie mikrozarysowania oraz praca betonu niezarysowanego w strefie ściskanej [30], [32].

Zjawisko zazębienia kruszywa (eng: aggregate interlock) zachodzi po powstaniu rysy ukośnej i jest silnie zależne od uziarnienia kruszywa. Wraz ze zmniejszeniem maksymalnego

wymiaru kruszywa, naprężenia ścinające powstające przez tarcie kruszywa w rysie spadają [90]. Tarcie kruszywa jest również zależne od rozwartości rysy i maleje wraz ze wzrostem szerokości rysy. W betonach wysokiej wytrzymałości, w których rysa przecina ziarna kruszywa, zjawisko ząbienia kruszywa występuje w bardzo ograniczonym zakresie.

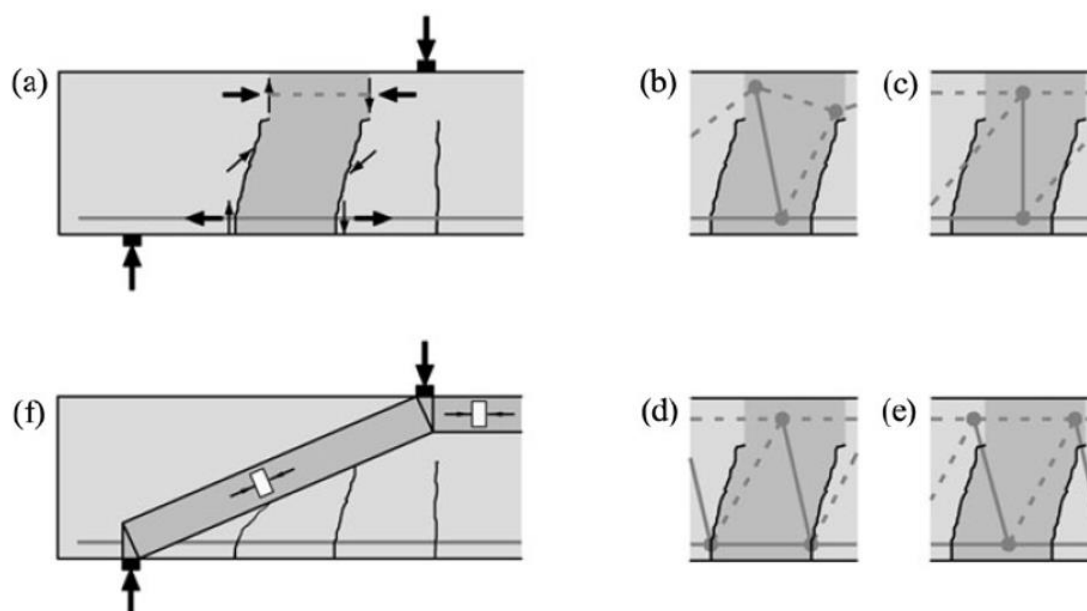
Efekt kołkowej pracy zbrojenia (eng: dowel action) uwidacznia się, gdy rysa ukośna osiągnie poziom zbrojenia podłużnego [91]. Pręty zbrojeniowe przejmują część siły poprzecznej poprzez podwieszenie. Badania wskazują że kołkowa praca zbrojenia jest bardzo istotna w elementach, w których możliwy jest powolny rozwój rysy ukośnej [92].

Mechanizm przenoszenia naprężeń w betonie rozciągającym związany ze zjawiskiem osłabienia betonu w strefie mikrozarysowania (eng: strain softening) zachodzi w wierzchołku rysy ukośnej. W miejscu propagacji zarysowania powstaje strefa, w której istnieją pozostałe więzi przenoszące naprężenia i powstają tam dodatkowe naprężenia resztkowe [17]. Naprężenia te muszą być pokonane przy dalszym otwieraniu się rysy.

Jednym z głównych mechanizmów przenoszenia naprężeń ścinających jest również praca betonu niezarysowanego w strefie ściskanej. Ponadto część obciążenia może być przekazywana bezpośrednio na podporę przez ukośny ściskany krzyżulec betonowy, który jest wydzielony zarysowaniem ukośnym [13].

W przypadku elementów sprężonych, siła sprężająca również przeciwdziała naprężeniom ścinającym, w szczególności w przypadku krzywoliniowej trasy cięgien [33]. Należy zaznaczyć, że zbrojenie sprężające również wykazuje efekt kołkowej pracy, gdy tylko rysa swoim zasięgiem obejmie cięgna sprężające [34].

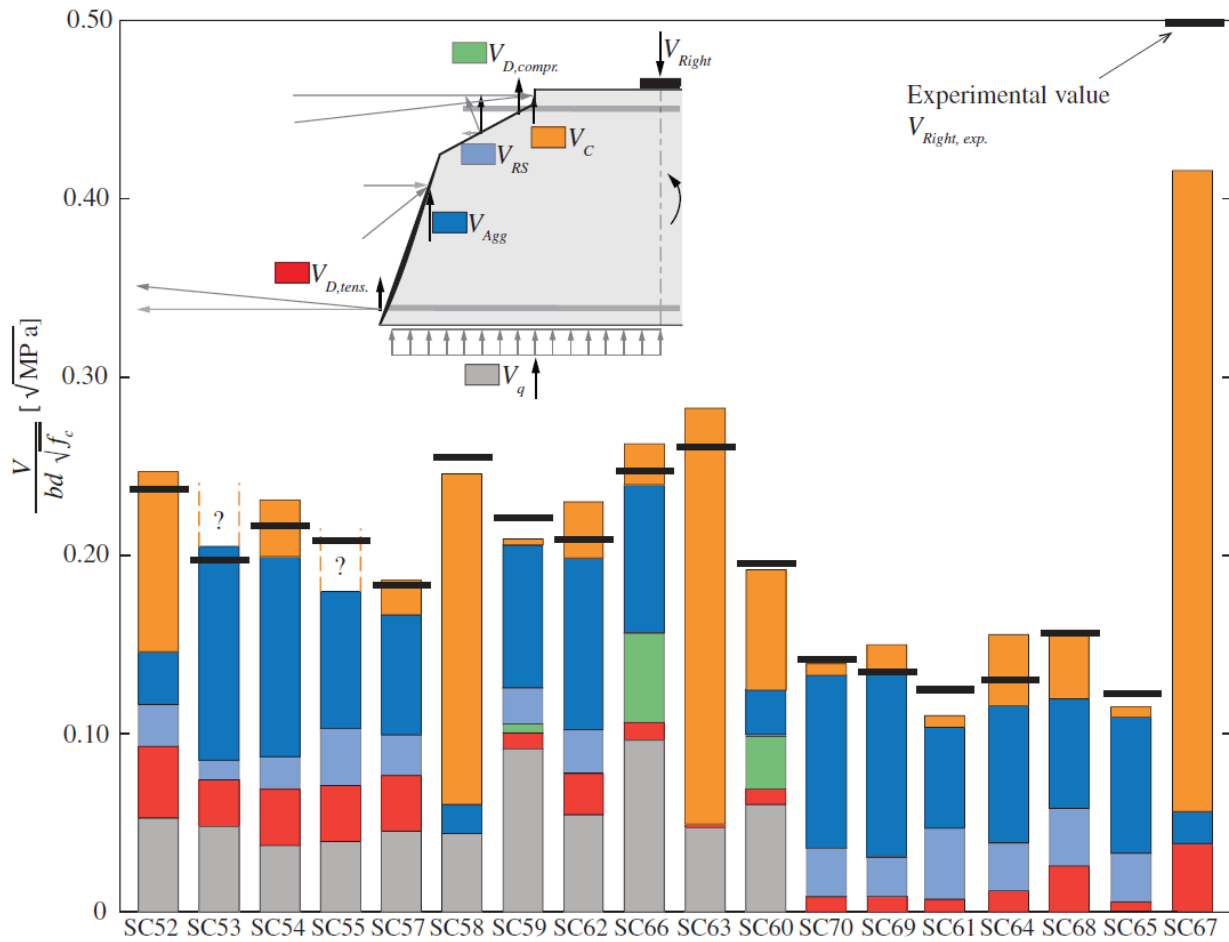
W elementach zbrojonych poprzecznie, nawet przy minimalnym stopniu zbrojenia, strzemiona mają wpływ na przenoszenie naprężeń ścinających oraz na propagację zarysowań ukośnych [21]. Elementy z minimalnym stopniem zbrojenia strzemionami mogą wykazywać różnice w mechanizmach zniszczenia w porównaniu do analogicznych elementów bez zbrojenia na ścinanie [35].



Rys. 6. Koncepcje modelowe mechanizmów przenoszenia ścinania: **a)** praca belkowa, **b)** wspornikowa praca betonu, **c)** ząbienie kruszywa, **d)** kołkowa praca zbrojenia, **e)** resztkowe naprężenia rozciągające w betonie w wierzchołku rysy, **f)** praca rozporowo-ściągnięta [26].

Znaczącym problemem w kompleksowym opisie ścinania jest fakt, że udział poszczególnych mechanizmów w przenoszeniu naprężeń ścinających jest zmienny w kolejnych fazach pracy elementu [93]. Inne mechanizmy mają większe znaczenie przed powstaniem rysy

ukośnej, a inne ujawniają się dopiero po powstaniu rysy i zmieniają wraz z jej propagacją [94]. Ponadto dla różnych elementów możemy obserwować inny udział mechanizmów przenoszenia naprężeń ścinających. Problem ten został opisany między innymi w pracach [24], [33]. Rysunek 7 przedstawia wyniki badań udziału poszczególnych mechanizmów przenoszenia ścinania dla serii belek żelbetowych, badanych w różnych schematach statycznych.



Rys. 7. Udział poszczególnych mechanizmów przenoszenia naprężeń ścinających [24].

Wyniki badań [24] wskazują, że udział naprężeń ścinających przenoszonych przez beton ściskany może być znikomy (poniżej 30%) w przypadku rozwoju rysy krytycznej w znacznej odległości od podpory. Zazębienie kruszywa jest wtedy głównym mechanizmem przenoszenia ścinania. Z drugiej strony, w przypadku rozwoju rysy krytycznej w okolicy podpory, praca rozporowa betonu może być mechanizmem dominującym (elementy SC52, SC58, SC63, SC60 i SC67). To wskazuje, że schemat statyczny elementu oraz rozwój zarysowań może mieć decydujący wpływ na nośność oraz charakter zniszczenia elementu.

3.2.2. Czynniki wpływające na nośność na ścinanie

Podstawowym parametrem w analizie nośności na ścinanie jest smukłość ścinania (22), którą definiuje się jako stosunek momentu zginającego do ilorazu siły poprzecznej i wysokości użytecznej przekroju [95].

$$\delta = \frac{M}{V \cdot d} \quad (22)$$

W przypadku belek wolnopodpartych obciążonych siłami skupionymi smukłość ścinania ze wzoru (22) sprowadza się do zależności (23):

$$\delta = \frac{M}{V \cdot d} = \frac{V \cdot a}{V \cdot d} = \frac{a}{d} \quad (23)$$

Smukłość ścinania ma najistotniejszy wpływ na nośność elementów ścinanych i decyduje o ich sposobie zniszczenia. Jednym z pierwszych badaczy, który zauważył i przebadał wpływ smukłości ścinania był Kani [96]. Badał on elementy żelbetowe o wskaźniku ścinania a/d od 1,0 do 8,0 i wykazał, że przy wartościach $a/d < 2,5$ wielkość niszczących naprężeń ścinających wyraźnie rośnie. Znaczny wzrost nośności na ścinanie badanych belek żelbetowych o wskaźniku a/d mniejszym od 2,5 zaobserwowali również Bukhari i Ahmad [97]. Podobną zależność dla belek żelbetowych wykonanych z betonu o wyższej wytrzymałości wykazali Shuaib i Lue [19].

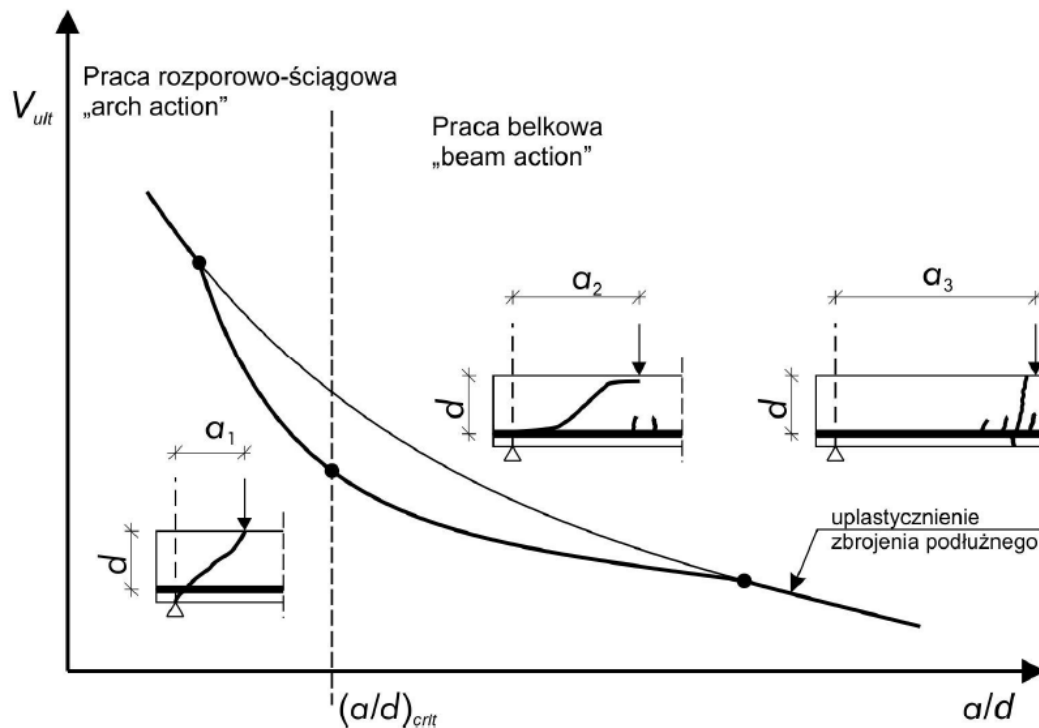
Zsutty [27] przeprowadził analizę statystyczną dostępnych wyników badań doświadczalnych prowadzonych na belkach swobodnie podpartych obciążonych siłami skupionymi. Na podstawie analizy podzielił elementy na dwie grupy: pierwszą grupę stanowiły elementy ścinanie o wskaźniku $a/d \geq 2,5$ wykazujące pracę belkową (beam action), natomiast drugą grupę obejmowały elementy o wskaźniku $a/d < 2,5$ wykazujące pracę rozporowo-ściągową (arch action). Zaproponował on również wzory empiryczne, uzależniające nośność na ścinanie od wskaźnika ścinania a/d . Wzór (24) dotyczy belek o $a/d \geq 2,5$, natomiast wzór (25) – belek o $a/d < 2,5$.

$$V_{ult} = 11.4 \left(f_c \cdot \rho \cdot \frac{a}{d} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (24)$$

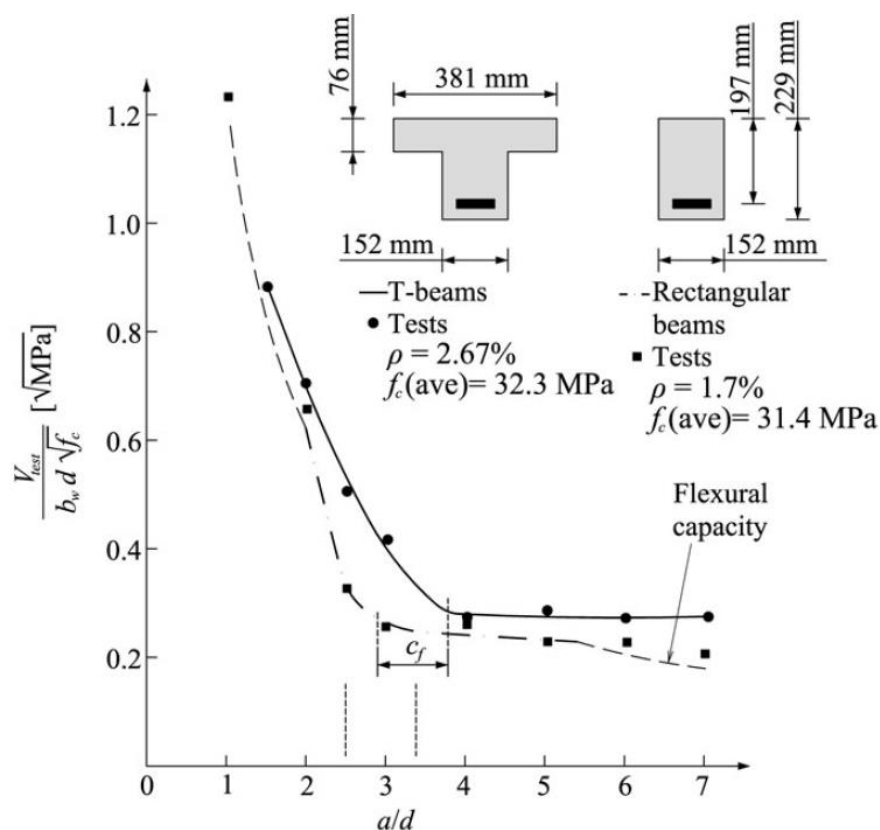
$$V_{ult} = 28.6 (f_c \cdot \rho)^{1/3} \left(\frac{d}{a} \right)^{4/3} \cdot b \cdot d \quad (25)$$

Ze względu na zmianę mechanizmu pracy elementów zginanych często obserwowaną w badaniach przy wskaźniku ścinania $a/d = 2,5$, powszechnie przyjmowany jest podział elementów na belki typowe ($a/d \geq 2,5$), które wykazują pracę belkową oraz na belki krótkie ($a/d < 2,5$), które wykazują pracę ściągową [98]. Mechanizm zniszczenia belek typowych najczęściej wynika z szybkiego rozwoju rys ukośnych, ale może również wystąpić zniszczenie spowodowane uplastycznieniem zbrojenia podłużnego. W przypadku belek krótkich nośność determinowana jest albo uplastycznieniem zbrojenia podłużnego albo osiągnięciem granicznych naprężeń w ściskanym krzyżulcu betonowym [25]. Przy rozporowo-ściągowej pracy elementu znaczna część obciążenia może być przenoszona przez krzyżulec betonowy bezpośrednio na podporę, co tłumaczy zwiększenie nośności elementów o niskim wskaźniku ścinania. Na wzrost naprężeń w krzyżulcu ściskanym ma wpływ odpowiednie zakotwienie podłużnej stali zbrojeniowej, która pracuje jako ściąg. Gdy zbrojenie ma zapewnione odpowiednią długość zakotwienia, utrata nośności może nastąpić w wyniku zmiażdżenia krzyżulca betonowego. Typowe mechanizmy zniszczenia elementów w zależności od wskaźnika a/d przedstawiono na rys. 8.

Należy zaznaczyć, że na wartość graniczną smukłości ścinania a/d wpływ ma rodzaj przekroju. Na przykład przekroje teowe ze współpracującą półką ściskaną mogą osiągać wartość graniczną a/d sięgającą nawet 4 [99], co dobrze ilustrują wyniki badań przedstawione na rysunku 9 [100].



Rys. 8. Podział elementów z uwagi na pracę przy ścinaniu ($a_1 \leq a_2 \leq a_3$) [25].



Rys. 9. Nośność na ścinanie w zależności od a/d dla belek prostokątnych oraz teowych [100].

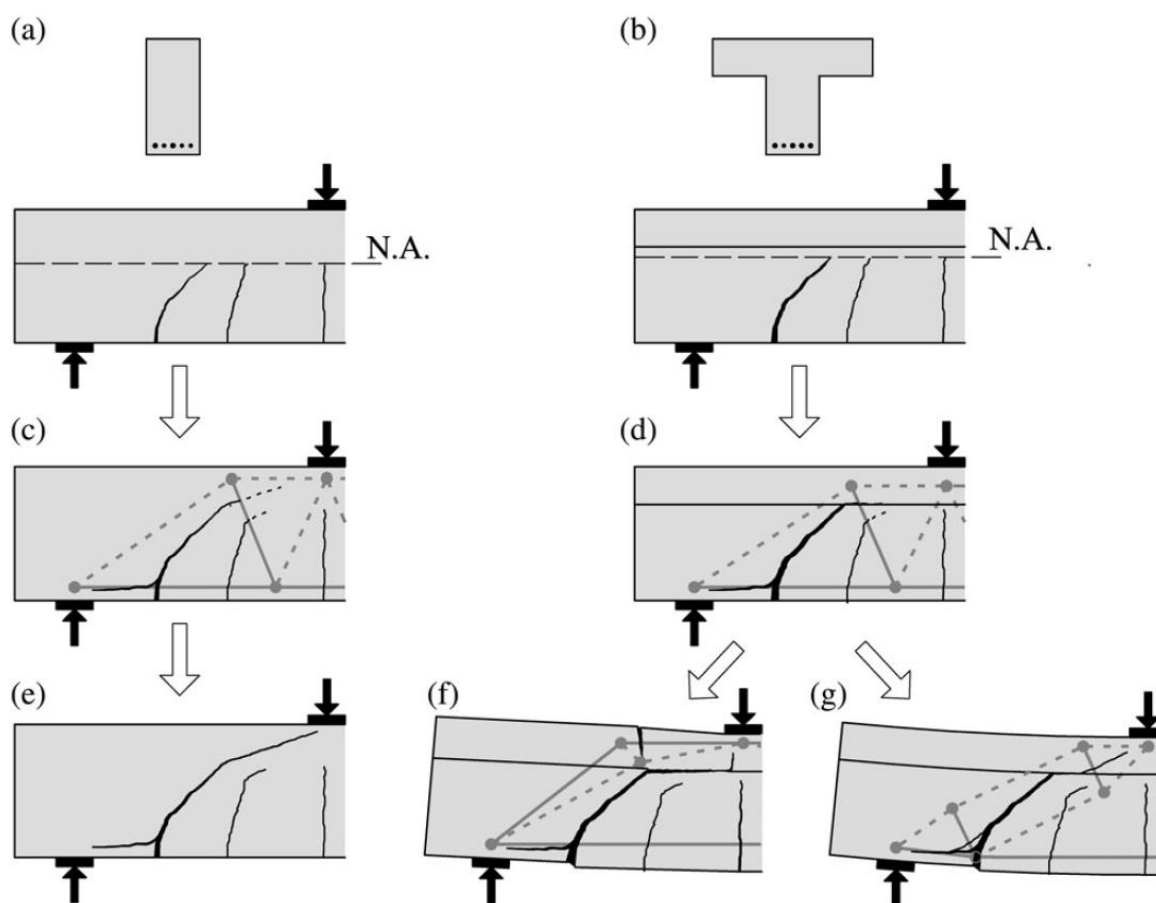
W przypadku belek współpracujących z półką ściskaną, smukłość półek ma wpływ na przenoszenie obciążeń przy ścinaniu. Interakcję półki w przenoszeniu obciążeń można określić

według [26] na podstawie sztywności półki oraz środka jako przesunięcie przekroju kontrolnego analizowanego elementu o odległość c_f w kierunku podpory – wyznaczoną ze wzoru (26).

$$c_f = 3h_f \sqrt{\frac{(b-b_w) \cdot h_f}{d \cdot b_w}} \quad (26)$$

Na rysunku 10 przedstawiono schemat rozwoju zarysowań w ścinanych belkach prostokątnych oraz teowych. Podstawowe mechanizmy oraz schemat rys jest zbliżony niezależnie od kształtu belki. Widać wyraźny rozwój ukośnej rysy krytycznej, której propagacja prowadzi do zniszczenia elementu. Jednakże, przy zniszczeniu belek prostokątnych w wyniku ścinania obserwujemy standardowy mechanizm zniszczenia (rys. 10e), natomiast dla belek teowych są możliwe dwa schematy zniszczenia: odspojenie półki od środka (rys. 10f) i dalsze zginanie półki lub propagacja krytycznej rysy ukośnej w półce (rys. 10g) prowadząca do zniszczenia [100].

Można stwierdzić, że w przypadku belek teowych obciążenie siłą skupioną jest rozmyte z uwagi na współpracę półki w przenoszeniu obciążeń. Trajektoria naprężeń ściskających dla elementów teowych jest zbliżona do tej w elementach prostokątnych obciążonych siłą skupioną, ale o krótszym ścinanym przęśle (o odległość c_f). W konsekwencji belki współpracujące z płytą mogą wykazywać większą nośność na ścinanie w porównaniu z analogicznymi belkami prostokątnymi.



Rys. 10. Schemat propagacji rys krytycznych przy ścinaniu dla belki prostokątnej i teowej: (a, b) rysy od zginania, (c, d) rozwój rys ukośnych, (e - g) zarysowanie przy zniszczeniu [26].

W ścinanych elementach betonowych obserwuje się tak zwany efekt skali, który wpływa na obniżenie nośności przy ścinaniu wraz z wzrastającymi wymiarami elementu. Efekt skali definiujemy przez porównanie geometrycznie podobnych elementów lub próbek, ale różnych rozmiarów. W wyniku porównania elementów dochodzimy do wzoru (27), w którym siła niszcząca P_u jest określona jako naprężenie nominalne przy zniszczeniu σ_N , gdzie c_n jest współczynnikiem opisującym efekt skali elementu [101].

$$\sigma_N = c_n \cdot \frac{P_u}{b \cdot d} \quad (27)$$

Za główną przyczynę zjawiska skali uznaje się powstawanie zróżnicowanych zarysowań w betonie czemu towarzyszy uwalnianie się energii pęknięcia [102]. Dla elementów relatywnie małych w stosunku do maksymalnego wymiaru kruszywa ($d/d_g < 25$) obserwuje się wyższe nośności niż w elementach, w których wymiar kruszywa jest niewielki w porównaniu do wymiaru całego elementu ($d/d_g > 25$) [103]. Efekt skali był badany przez wielu badaczy od lat 60-tych [20], [25], [96], [104], którzy badając elementy o stałym wskaźniku a/d ale zmienną wysokością użyteczną d , wykazali że wraz ze wzrostem wysokości elementów maksymalne naprężenia ścinające maleją. Efekt skali przy ścinaniu sprawia, że klasyfikacja belek tylko na podstawie wskaźnika ścinania a/d nie jest wystarczająco dokładna, ponieważ inny mechanizm zniszczenia może wystąpić dla elementów o takim samym wskaźniku a/d , ale o innej wysokości użytecznej d [105]. Aby uwzględnić efekt skali należy porównać smukłość elementu wyrażoną jako l_{eff}/d . W badaniach przeprowadzonych przez Słowik [29] zaobserwowano, że w przypadku ścinanych elementów o większej rozpiętości efektywnej przęsła l_{eff} , siła niszcząca była niższa nawet o 26% niż w przypadku elementów o mniejszej rozpiętości przęsła przy zachowanym wskaźniku a/d . Charakter zniszczenia belek dłuższych był bardziej kruchy niż belek o mniejszych rozpiętościach przęsła. Belki krótsze, w których powstawały dwie główne rysy ukośne, symetrycznie w obu strefach przypodporowych wykazywały nawet siedmiokrotnie większe rozwartości rys przy zniszczeniu, w porównaniu do analogicznych belek dłuższych. Wskazuje to na większą ilość uwolnionej energii pęknięcia w belkach krótszych i bardziej ciągły charakter zniszczenia.

Wpływ składu mieszanki betonowej oraz wytrzymałości betonu na nośność przy ścinaniu był badany przez Desai [106]. Wyniki prowadzonych przez niego badań wskazują, że wytrzymałość betonu ma wpływ na wielkość sił niszczących ścinane elementy. Nie stwierdzono przy tym znaczącego wpływu składu mieszanki betonowej na nośność elementu na ścinanie. W zginanych elementach bez zbrojenia na ścinanie, w których zniszczenie następuje na skutek powstania rysy ukośnej, można zauważyć znaczący wpływ cech wytrzymałościowych betonu na nośność. Wpływ ten jest bardzo wysoki przy betonach o wytrzymałości na ściskanie < 40 MPa, natomiast dla elementów z wyższą wartością wytrzymałości betonu staje się mniej istotny.

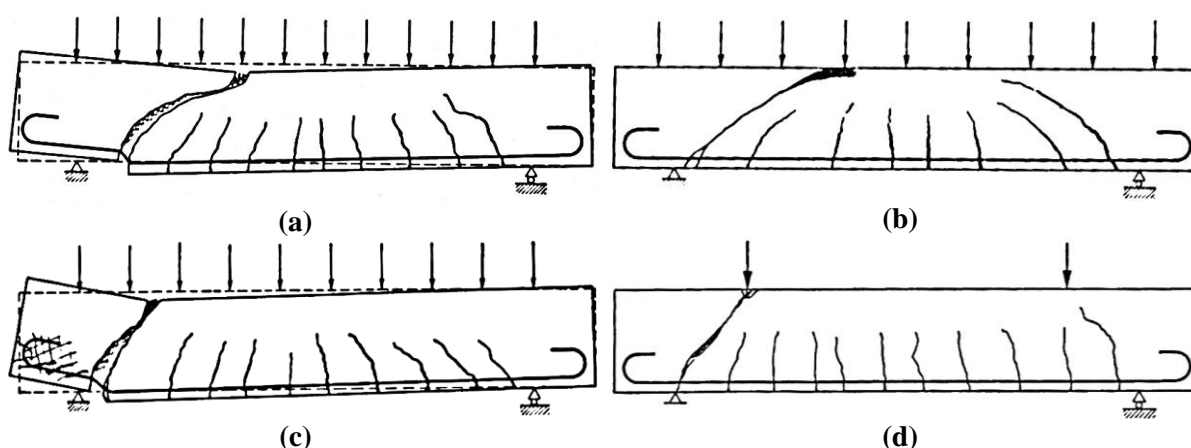
Jak wykazały m. in. wyniki badań [107] zbrojenie podłużne elementów ścinanych poprzez efekt kołkowania powstającej rysy wpływa na nośność na ścinanie. Należy jednak zaznaczyć, że wpływ wzrostu stopnia zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie elementów o wysokim wskaźniku a/d jest nieznaczący. Natomiast w przypadku elementów o wskaźniku ścinania $a/d < 2,5$ rozwój rys ukośnych zachodzi powoli, co powoduje, że zbrojenie podłużne w większym stopniu wpływa na nośność elementów poddanych ścinaniu.

Nie bez znaczenia jest również sposób obciążenia elementów. W pracy [20] nośność na ścinanie pierwszej serii belek była badana pod obciążeniem dwoma siłami skupionymi, natomiast druga seria była badana pod obciążeniem ciągłym. Wyniki badań wskazują, że zarówno dla belek krótkich i długich wyższą nośność na ścinanie uzyskano dla elementów badanych pod obciążeniem ciągłym.

3.2.3. Mechanizmy zniszczenia ścinanych elementów żelbetowych i sprężonych

Belki żelbetowe i sprężone wykazują różne mechanizmy zniszczenia strefy podporowej. Podstawowymi czynnikami wpływającymi na schemat zniszczenia jest obecność zbrojenia strzemiionami, stopień zbrojenia podłużnego i poprzecznego, przyczepność zbrojenia w strefie podporowej, stopień sprężenia oraz geometria elementu [108]. Podstawowe mechanizmy zniszczenia strefy ścinania to:

- niszczenie ścinająco-ściskające (rys. 11a) – następuje, gdy do zniszczenia dochodzi w wyniku wyczerpania nośności w ukośnej rysie krytycznej w strefie podporowej. Zniszczenie ma rozdzielczo-poślizgowy charakter, gdzie strefa ściskana pełni rolę przegubu, wokół którego następuje obrót części belki wydzielonych ukośną rysą krytyczną. W przypadku braku zbrojenia poprzecznego oraz niskiego stopnia zbrojenia podłużnego zniszczenie może mieć nagły przebieg.
- niszczenie ścinająco-zginające (rys. 11b) – występuje, gdy rysy ukośne nie są rysami krytycznymi, a zniszczenie jest propagowane również przez rysy od zginania, któremu może towarzyszyć miażdżenie betonu w strefie ściskanej. Zniszczenie ma charakter ciągły, zbliżony do zniszczenia w wyniku czystego zginania.
- niszczenie ścinająco-poślizgowe (rys. 11c) – zachodzi, gdy zwiększenie rozwarcia rysy ukośnej prowadzi do utraty przyczepności zbrojenia podłużnego do betonu lub rozrywania otuliny betonowej na długości zakotwienia zbrojenia podłużnego w strefie przypodporowej. Tego typu zniszczenie w strefie zakotwienia może towarzyszyć innym schematom zniszczenia np. interakcja niszczenia ścinająco-ściskającego i rozerwania otuliny, gdzie ukośna rysa krytyczna propaguje wzdłuż zbrojenia podłużnego. W kablobetonie zniszczenie w strefie zakotwienia kabli może nastąpić gdy przekroczona zostanie nośność na docisk betonu pod zakotwieniem lub w sytuacji niedostatecznego zbrojenia w strefie zakotwień, któremu towarzyszy propagacja rys i rozrywanie.
- niszczenie w wyniku przecinania (rys. 11d) – w elementach belkowych występuje w sytuacji małych smukłości ścinania, gdy siła skupiona oddziałuje w niewielkiej odległości od podpory, szczególnie wśród belek bez zbrojenia poprzecznego. Rysa krytyczna przy przecinaniu przebiega od miejsca przyłożenia obciążenia bezpośrednio do podpory z nachyleniem sięgającym nawet 60° .



Rys. 11. Podstawowe schematy zniszczenia strefy ścinania: **a)** niszczenie ścinająco-ściskające, **b)** ścinająco-zginające, **c)** ścinająco-poślizgowe oraz **d)** niszczenie w wyniku przecinania [95].

- zmiżdżenie krzyżulca betonowego – zachodzi, gdy przekroczona zostanie wytrzymałość betonu na ukośne ściskanie. Występuje najczęściej dla przekrojów zbrojonych poprzecznie, ze smukłymi środknikami, gdy obciążenie jest skupione w strefie podporowej

i może być przenoszone bezpośrednio na podporę. Wydzielony ukośnymi rysami ściskany krzyżulec betonowy może zostać zmiażdżony, gdy przekroczona zostanie wytrzymałość na ściskanie betonu. Zniszczenie ma charakter nagły, towarzyszy mu gwałtowne uwolnienie energii.

- zerwanie zbrojenia poprzecznego – występuje w elementach ze zbrojeniem poprzecznym, w których oddziaływania w rysie krytycznej przenoszone przez strzemiona prowadzą do ich uplastycznienia, a dalej do zerwania. Zniszczenie ma charakter ciągły, występują duże rozwarcia rys przecinających strzemiona.

W pracy [109] podjęto analizę bazy danych ścinanych elementów sprężonych Uniwersytetu Texas (University of Texas Prestressed Concrete Shear Database). Do końcowej analizy wybrano 156 jednoprzęsłowych belek strunobetonowych badanych w różnych specyfikacjach (różny przekrój poprzeczny, wytrzymałość betonu i smukłość ścinania), aby jakościowo określić mechanizmy zniszczenia obserwowane przy ścinaniu.

Dla 70% analizowanych elementów (109 z 156) wystąpił pojedynczy mechanizm zniszczenia, natomiast dla pozostałych 30% wystąpiła interakcja dwóch lub trzech mechanizmów. Najczęściej występującym modelem było zniszczenie ścinająco-ściskające (34% badanych próbek). Zniszczenie w wyniku zmiażdżenia betonu często występuje wśród badanych elementów sprężonych (zmiażdżenie w środku oraz w strefie ściskanej odpowiednio 27 i 22%). Wśród 25% analizowanych elementów zaobserwowano uszkodzenie strefy zakotwienia cięgien towarzyszące zniszczeniu lub będące głównym mechanizmem zniszczenia. Rzadziej występowały formy zniszczenia związane ze ścinaniem między półką a środkiem (14%) oraz z uplastycznieniem strzemion dla 8% elementów, natomiast tutaj kluczowym parametrem badanych belek jest stopień zbrojenia poprzecznego.

W przypadku elementów, których zniszczeniu towarzyszyło uszkodzenie zakotwienia zbrojenia sprężającego najczęściej występuje interakcja z typem zniszczenia: ścinająco-ściskającym (56% elementów), ścinająco-zginającym (13%), miażdżenia betonu (8%) oraz ścinania poziomego półki i środka połączonego z miażdżeniem betonu (23% badanych elementów). Warto zaznaczyć, że nie odnotowano interakcji zniszczenia w wyniku uplastycznienia zbrojenia poprzecznego z uszkodzeniem strefy zakotwienia cięgien.

Sokołowski w pracy [110] badał ścinane belki żelbetowe z różnym stopniem sprężenia pod kątem pracy strefy przypodporowej. Badane były belki ze zbrojeniem poprzecznym oraz bez zbrojenia, sprężone (częściowo lub w pełni) kablami bez przyczepności oraz z przyczepnością.

W pracy opisano różne mechanizmy zniszczenia belek w strefie przypodporowej dowodząc, że smukłość ścinania oraz obecność strzemion w belce ma wpływ na morfologię rys oraz schemat zniszczenia. Zaznaczono również wpływ mocy sprężenia na mechanizm zniszczenia elementu – w pełni sprężone belki bez zbrojenia strzemionami niszczyły się w sposób nagły, podczas gdy częściowe sprężenie łagodzi przebieg wyczerpania nośności. Stwierdzono, że zastosowanie strzemion zwiększa wartość siły niszczącej, dla każdego stopnia sprężenia elementu. Zauważono również, że w przypadku belek w pełni sprężonych, rysa ukośna powstawała przy większym obciążeniu, ale powodowało to również, że strzemiona uplastyczniały się bezpośrednio po pojawieniu się rysy ukośnej [111].

Huber [33] badał elementy kablobetonowe z niskim zbrojeniem na ścinanie. We wnioskach z badań autor stwierdza, że nawet stopień zbrojenia strzemionami zbliżony do stopnia minimalnego, narzucanego przez obecne normy wystarcza do przeniesienia znacznych obciążeń po powstaniu krytycznych rys ścinających. Udział strzemion w przenoszeniu sił ścinających, który zostaje w pełni aktywowany w momencie kiedy rysy je przecinają, nie jest wystarczający do wyjaśnienia całkowitej nośności na ścinanie belek z niskim stopniem

zbrojenia poprzecznego. Z powodu znacznych szerokości zarysowań, ząbienie mechaniczne kruszywa nie może w pełni efektywnie przenosić naprężeń ścinających. W związku z tym udział niezarysowanej strefy ściskanej betonu musi być traktowany jako ważny mechanizm przenoszenia ścinania w elementach sprężonych z niskim stopniem zbrojenia strzemionami.

3.2.4. Modele obliczeniowe do wyznaczenia nośności na ścinanie

Zgodnie z Eurokodem 2 [N1] nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego oblicza się według wzorów (28) i (29):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (28)$$

lecz nie mniej niż

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (29)$$

gdzie naprężenie ściskające od sprężenia w środku ciężkości przekroju można uwzględnić jako wartość średnią $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$, natomiast efekt skali uwzględnia współczynnik k .

Norma [N1] podaje również wzór do obliczenia nośności na ścinanie w obszarach niezarysowanych dla jednoprzęsłowych, wolnopodpartych elementów sprężonych bez zbrojenia poprzecznego.

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (30)$$

Wzór (30) określa nośność na ścinanie na podstawie ograniczenia głównych naprężeń rozciągających w środku ciężkości przekroju do wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie. Warto dodać że według pracy [8], typowe kablobetonowe belki podsuwnicowe były projektowane na maksymalną dopuszczalną siłę poprzeczną właśnie poprzez ograniczenie wartości naprężeń głównych rozciągających.

Analogiczne wzory określające nośność jednoprzęsłowych elementów sprężonych są zawarte również w Model Code 2010 [N2], gdzie wyróżniono dwa poziomy dokładności obliczeń [112]. Dla I poziomu aproksymacji obliczenia wykonuje się w środku ciężkości przekroju. Z uwagi na fakt, że ekstremalna wartość głównych naprężeń rozciągających nie zawsze wystąpi w środku ciężkości przekroju do wzoru dodano współczynnik bezpieczeństwa 0,8 – wzór (31). Współczynniki bezpieczeństwa są również zalecane w normie PN-EN 1168 [N10] dla płyt HC, które są projektowane na ścinanie według analogicznej formuły.

$$V_{Rd,ct} = 0,8 \frac{I_c \cdot b_w}{S_c} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (31)$$

W II poziomie przybliżenia, obliczeniowa nośność na ścinanie według wzoru (32) określona jest jako funkcja wysokości przekroju, tak aby wyznaczyć wysokość, na której występuje ekstremalna wartość głównych naprężeń rozciągających. W ten sposób możliwa jest dokładna analiza przekrojów ze zmienną szerokością środka $b_w(y)$ oraz uwzględnienie dodatkowych naprężeń ścinających $\tau_{cp}(y)$ (33) pochodzących od przekazania sprężenia na długości transmisji. Analogiczne zalecenia dotyczące metody dokładnej zawarto również w normie PN-EN 1168 [N10].

$$V_{Rd,ct}(y) = \frac{I_c \cdot b_w(y)}{S_c(y)} \left[\sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp}(y) \cdot f_{ctd}} - \tau_{cp}(y) \right] \quad (32)$$

$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \left[\frac{A_c(y)}{A_c} - \frac{S_c(y) \cdot (y_c - y_{pt})}{I_c} \right] \frac{dF_p(l_x)}{dx} \quad (33)$$

Model Code 2010 [N2] podaje wzory do obliczania nośności na ścinanie elementów bez i ze zbrojeniem poprzecznym, z określonym poziomem przybliżenia [112]. Wszystkie zalecenia bazują na uproszczonej wersji zmodyfikowanej teorii pól naprężeń ściskających (Simplified Modified Compression Field Theory – SMCFT [113]), uzupełnionej podejściem ogólnych pól naprężeń (general stress field approach) w przypadku analizy elementów ze zbrojeniem poprzecznym [114]. Wzór (34) umożliwia obliczenie nośności elementu bez zbrojenia na ścinanie. W zależności od poziomu przybliżenia zmianie ulega sposób wyznaczenia parametru k_v , który reprezentuje udział odkształcenia podłużnego w środku efektywnej wysokości ścinania [115]. I poziom przybliżenia zakłada odkształcenia $\varepsilon_x = 0,00125$, co odpowiada połowie odkształcenia stali zbrojeniowej o granicy plastyczności 500 MPa w momencie jej uplastycznienia. W konsekwencji, nie można w tym przybliżeniu analizować elementów sprężonych. II poziom przybliżenia uwzględnia udział sprężenia poprzez wyznaczenie odkształcenia ε_x w zależności od oddziałujących sił przekrojowych.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (34)$$

Nośność na ścinanie elementów ze zbrojeniem poprzecznym zgodnie z [N2] może być obliczona przy pomocy III poziomu przybliżenia z wzoru (35):

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (35)$$

gdzie nośność przypisana do betonu $V_{Rd,c}$ jest ograniczona przez współczynnik k_v , natomiast nośność strzemion $V_{Rd,s}$ jest obliczana zgodnie z [N1] i [N2] według wzoru (36).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (36)$$

Obie normy zaznaczają, że nie powinno się uwzględniać nośności obliczeniowej przypisanej do strzemion (36), gdy element nie spełnia warunku minimalnego zbrojenia poprzecznego określonego wzorem (37).

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (37)$$

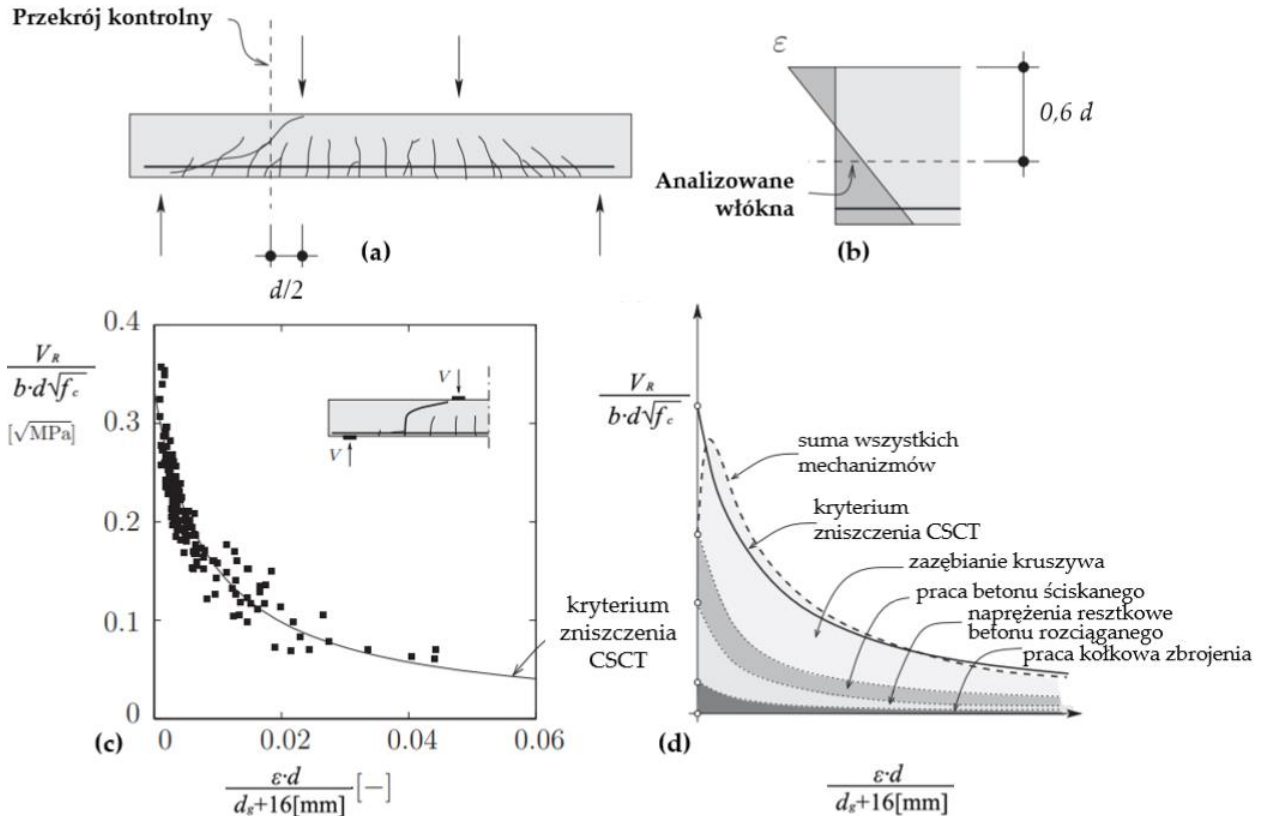
Norma ACI 318-19 [N3] podaje zależności empiryczne do wyznaczenia nośności strefy przypodporowej na ścinanie według wzorów (38) oraz (39), gdzie z obliczonych wartości należy wybrać wartość minimalną. Ze wzoru (39) wynika ograniczenie smukłości ścinania $V_u \cdot d_p / M_u$, której wartość maksymalna wynosi 1,0.

$$V_{c,a} = (0,05\sqrt{f_c} + 4,8 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u}) \cdot b_w \cdot d \quad (38)$$

$$V_{c,b} = (0,05\sqrt{f_c} + 4,8) \cdot b_w \cdot d \leq 0,42\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (39)$$

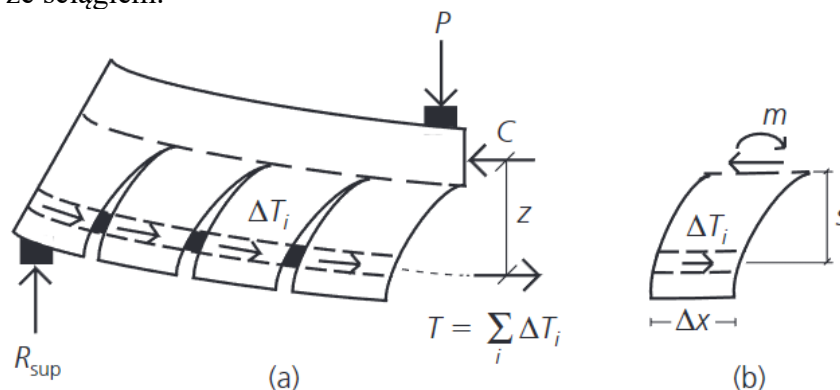
Muttoni, Schwartz oraz Ruiz [116], [117] zaproponowali teorię rysy krytycznej do analizy przekrojów bez zbrojenia na ścinanie – Critical Shear Crack Theory (CSCT). Według CSCT nośność na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego jest funkcją szerokości oraz chropowatości rysy krytycznej przy ścinaniu [117]. Obliczane podłużne odkształcenie przekroju uwzględnia wpływ obciążeń zewnętrznych (w tym efekt sprężenia) na szerokość rysy, a co za tym idzie na ząbienie mechaniczne [118]. Na rysunku 12 przedstawiono przekrój kontrolny, w którym wyznacza się nośność obliczeniową V_R ze wzoru (40), kryterium zniszczenia w funkcji odkształcenia oraz udział poszczególnych mechanizmów przenoszenia naprężeń ścinających [119].

$$V_R = \frac{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{3} \cdot \frac{1}{1 + 120 \frac{\varepsilon \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (40)$$



Rys. 12. Analiza przekrojowa według CSCT: **a)** położenie przekroju kontrolnego, **b)** miarodajne odkształcenie, **c)** kryterium zniszczenia (40), **d)** udział poszczególnych mechanizmów przenoszenia ścinania [119].

Jednym z pierwszych modeli o podejściu mechanicznym był zaproponowany przez Kaniego model grzebieniowy (ang: tooth model) [13]. W strefie rozciąganej rysy tworzą nachylone betonowe zęby grzebienia, które traktować można jako wsporniki zamocowane w strefie ściskanej, obciążone siłą poziomą przekazywaną przez zbrojenie (rys. 13). Natomiast strefa ściskana elementu stanowi szkielet grzebienia betonowego. Dla tego modelu możliwe są dwa różne mechanizmy pracy: jeżeli nośność zębów betonowych nie zostaje przekroczona – występuje klasyczna praca belkowa, natomiast po utracie nośności zębów aktywny pozostaje łuk betonowy ze ściąganiem.



Rys. 13. Model grzebieniowy Kani'ego: **a)** schemat oddziaływań w belce z obciążeniem skupionym, **b)** uproszczony model wspornikowy pojedynczego zęba [120].

Model grzebieniowy był rozwijany przez kolejnych autorów, którzy implementowali kolejne mechanizmy przenoszenia ścinania. Reineck [121] dla swojej wersji modelu grzebieniowego wyprowadził wytrzymałość na ścinanie V_u według wzoru (41).

$$V_u = \frac{0,4 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ct} + V_{du}}{(1 + 0,054\lambda)} \quad (41)$$

Gdy obciążenie jest przyłożone w bezpośrednim sąsiedztwie podpory i występuje rozporowo-ściągowy schemat pracy elementu, utrata nośności może nastąpić w wyniku wyczerpania nośności krzyżulca betonowego. Zgodnie z [N1], nośność na ścinanie ograniczona przez zmiążdżenie ściskanego krzyżulca betonowego $V_{Rd,max}$ jest obliczana według wzoru (42):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (42)$$

gdzie kąt θ oznacza nachylenie wydzielonego krzyżulca betonowego, zgodnie z trajektorią głównych naprężeń ściskających. Według [N1] wartość $\cot \theta$ powinna być określona w zakresie od 1,0 do 2,5 ($\leq 2,0$ według polskiego załącznika krajowego NA.4).

Nośność krzyżulca betonowego zgodnie z Model Code [N2] może być wyznaczona według wzoru (43), przy założeniu minimalnego nachylenia krzyżulca θ_{min} jako (44).

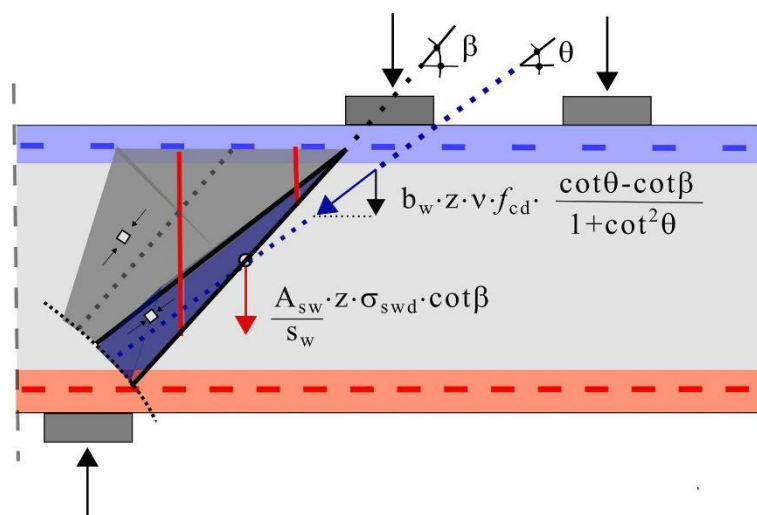
$$V_{Rd,max} = k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cos \theta \quad (43)$$

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \varepsilon_x \quad (44)$$

gdzie ε_x jest odkształceniem podłużnym w środku ciężkości przekroju, definiowanym jak dla obliczeń nośności na ścinanie $V_{Rd,c}$ według Model Code [N2].

Należy również zwrócić uwagę na model nośności strefy przypodporowej z obciążeniem skupionym w pobliżu podpory, proponowany w projekcie nowej wersji Eurokodu 2 prEN 1992-1-1:2021 [N11] na podstawie [122], [123]. W modelu całkowita nośność na ścinanie V_{Rd} (45) jest sumą obciążenia przenoszonego przez krzyżulec betonowy bezpośrednio na podporę (pod kątem β) oraz nośnością zapewnioną przez zbrojenie strzemionami w rejonie przypodporowym (rys. 14).

$$V_{Rd} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \frac{\cot \theta - \cot \beta}{1 + \cot^2 \theta} + \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot \sigma_{swd} \cdot \cot \beta \quad (45)$$



Rys. 14. Udział betonu oraz strzemion w nośności strefy przypodporowej wg (45) [123].

Optymalne rozwiązanie (prowadzące do najwyższego wyniku nośności) można uzyskać zakładając wartość $\cot \theta$ według wzoru (46). W ten sposób otrzymuje się najwyższą wartość nośności, dla której pola naprężeń odpowiadają nośności analizowanego mechanizmu [123]. Wartość $\cot \theta$ może być przyjmowana dowolnie, lecz nie może przekroczyć wartości granicznych, zdefiniowanych w normach [N1], [N2]. Powyższy model może być szczególnie użyteczny w przypadku kilku obciążeń skupionych w strefie przypodporowej (np. obciążenie wózkiem suwnicy).

$$\cot \theta = \cot \beta + \sqrt{1 + \cot^2 \beta} \geq \cot \theta_{min} \quad (46)$$

Podsumowując, powyższy rozdział zawiera skrótowy opis wybranych modeli obliczeniowych, które mogą znaleźć zastosowanie do analizy nośności na ścinanie przedmiotu badań niniejszej pracy. W literaturze dostępnych jest wiele innych modeli do wyznaczania nośności na ścinanie elementów bez lub z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego. Należy wspomnieć o modelach takich pionierów jak np. Mörsch [124] i Kupfer [125] (odpowiedzialnych za modele kratownicowe ze stałym i zmiennym nachyleniem), Walther [126] (nośność na ścinanie bazująca na kołach Mohra), Leonhardt [127] (pierwszy opis zniszczenia w wyniku zmiżdżenia betonowego krzyżulca) czy Thürlimann [128] (wykazał pozytywny wpływ częściowego i pełnego sprężenia na nośność przy ścinaniu). Inne modele do wyznaczania nośności na ścinanie elementów bez lub z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego przedstawiono m. in. w pracach [35], [129]–[131].

Wielu autorów wskazuje, że zasadniczym problemem zaleceń normowych w zakresie nośności na ścinanie jest to, że niektóre z nich bazują na formułach empirycznych, skalibrowanych na podstawie badań. Modele tego typu mogą wykazywać duże rozbieżności w przypadku analizy elementów innego rodzaju niż te, do których zostały skalibrowane [132]. Jednak obecnie w analizach ścinania odchodzi się od zależności empirycznych na rzecz modeli fizyczno-mechanicznych [115], co widać chociażby w podejściu *fib* Model Code [N2], CSCT [117] czy SMCFT [113].

3.3. Dotychczasowe badania istotne dla tematu pracy

3.3.1. Badania diagnostyczne kablobetonowych belek podsuwnicowych

Badania kablobetonowych belek podsuwnicowych po okresie eksploatacji były realizowane przez zespół badawczy pod kierunkiem Derkowskiego [31]. Badaniom poddano cztery prefabrykowane, kablobetonowe belki podsuwnicowe wyprodukowane w latach 1962 - 63, które zdemontowano z konstrukcji istniejącej hali przemysłowej w Nowym Sączu. Właściciel obiektu był zainteresowany zwiększeniem udźwigu suwnicy pracującej na torach z belek podsuwnicowych tego typu, więc celem badań było zapewnienie bezpieczeństwa użytkowania konstrukcji w nowych warunkach eksploatacyjnych. Badano belki o rozpiętości modułowej 6,0 m, które miały przekrój dwuteowy o wysokości 60 cm. Były one sprężone pięcioma prostoliniowymi kablami 12Ø5 mm. Zgodnie z katalogiem Biura Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego odpowiadały one belkom typu KBP 60/6 z III wariantem zbrojenia sprężającego. Stalowe bloki kotwiące kable sprężające nie posiadały żadnych zabezpieczeń antykorozyjnych i w całym okresie eksploatacji były odsłonięte. We wszystkich zakotwieniach widoczny był stwardniały zaczyn cementowy, świadczący o wykonanej iniekcji kabli sprężających.

Elementy o rozpiętości teoretycznej 5,55 m były badane w trzech różnych schematach obciążeń. Dwie belki (BP-1, BP-2) badano w schemacie czteropunktowego zginania, w którym rozstaw sił wynosił 1,70 m (smukłość ścinania $a/h = 2,83$). Element BP-3 poddano trójpunktowemu zginaniu z siłą przyłożoną w środku rozpiętości. Natomiast belkę BP-4 badano w schemacie ścinania, w którym siła została punktowo przyłożona w odległości 1,20 m od podpory ($a/h = 2,00$). Tabela 12 przedstawia obciążenie oraz moment powodujący zarysowanie badanych belek. W tabeli 13 zestawiono siły wewnętrzne wywołujące zarysowanie o średniej szerokości 0,2 mm, ugięcia przy zarysowaniu 0,2 mm oraz maksymalne ugięcia i średnie szerokości rys w momencie osiągnięcia nośności badanych belek.

Tabela 12. Obciążenie wywołujące zarysowanie belek podsuwnicowych [31].

Oznaczenie belki	Obciążenie rysujące P_{cr}	Moment rysujący M_{cr}
	[kN]	[kNm]
BP-1	265	255
BP-2	290	279
BP-3	190	264
BP-4	310	292 ($V_{cr} = 243$ kN)

Tabela 13. Siły wewnętrzne, wywołujące zarysowanie o średniej szerokości 0,2 mm, ugięcia przy zarysowaniu 0,2 mm, maksymalne ugięcia i średnie szerokości rys w momencie osiągnięcia nośności badanych belek [31].

Oznaczenie belki	Moment zginający wywołujący rysę o szer. 0,2 mm	Ugięcie w chwili rozwarcia rysy 0,2 mm	Maksymalne ugięcie przy obciążeniu niszczącym	Szerokość rysy przy obciążeniu niszczącym
	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]
BP-1	304	9,9	50,9	0,77
BP-2	355	11,5	62,5	1,22
BP-3	329	7,4	35,9	0,81
BP-4	311 ($V = 259$ kN)	3,4	35,5	0,81

Zniszczenie elementów BP-1, BP-2 i BP-3 pomimo schematu statycznego typowego dla zginania nastąpiło poprzez ścinanie. Jest to wynikiem zastosowanego niskiego stopnia zbrojenia poprzecznego belek. Ukośna rysa niszcząca przebiegała od punktu przyłożenia obciążenia w kierunku podpory pod kątem 35-40°. Ścięciu środnika towarzyszyło zerwanie najbardziej wytężonych strzemion. W przypadku elementu BP-4, który był badany w klasycznym schemacie statycznym ścinania, zniszczenie nastąpiło przez zmiążdżenie wyodrębnionego krzyżulca betonowego (fot. 6). W tabeli 14 zestawiono wielkości obciążenia niszczonego, odpowiadające im maksymalne siły przekrojowe i schematy zniszczenia dla poszczególnych elementów badawczych.



Fot. 6. Zmiążdżenie krzyżulca betonowego [31].

Tabela 14. Obciążenie niszczące i odpowiadające im maksymalne siły przekrojowe [31].

Oznaczenie belki	Obciążenie niszczące [kN]	M_{\max} [kNm]	V_{\max} [kN]	Schemat zniszczenia
BP-1	631	607	315	Ścinanie (strzemiona)
BP-2	668	643	334	Ścinanie (strzemiona)
BP-3	410	569	205	Ścinanie (strzemiona)
BP-4	548	516	430	Ścinanie (krzyżulec)

Ważnym wnioskiem z przeprowadzonych badań jest stwierdzenie autorów, że siła poprzeczna powodująca zniszczenie elementu przez ścinanie jest około 30% większa w przypadku badania elementu w schemacie ścinania (BP-4) niż w schemacie czteropunktowego zginania (BP-1, BP-2). Tłumaczy to interakcja zginania ze ścinaniem w przypadku czteropunktowego zginania, lecz wskazuje to również na inny mechanizm przenoszenia naprężeń w przypadku obciążenia przyłożonego blisko podpory. Krzyżulec betonowy ma możliwość bezpośredniego przeniesienia obciążenia na podporę, co korzystnie wpływa na nośność, która zostaje wyczerpana dopiero w chwili jego zmiążdżenia.

Z badanych elementów pobrano również fragmenty prętów zbrojeniowych, drutów sprężających oraz odwierty betonowe. Pozwoliły one na badania właściwości mechanicznych materiałów składowych belek, które zestawiono w tabeli 15. Ponadto przeprowadzono także analizę chemiczną betonu oraz zaczynu iniekcyjnego.

Tabela 15. Wyniki badań właściwości mechanicznych dla próbek pobranych z belek [31].

Badana właściwość mechaniczna	Wartości charakteryzujące badaną właściwość
Wytrzymałość betonu na ściskanie Próbki $\varnothing = h = 100$ mm (n = 8) Badanie wg PN-EN 12390-3	wartość minimalna: $f_{is} = 51,6$ MPa wartość średnia: $f_{(8)is} = 56,7$ MPa wartość charakterystyczna: $f_{ck,is} = 50,7$ MPa (wg PN-EN 13791)
Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu Próbki $\varnothing = h = 100$ mm (n = 4) Badanie wg PN-EN 12390-7	wartość minimalna: $f_{ct,is} = 3,25$ MPa wartość średnia: $f_{ctm(4),is} = 4,13$ MPa
Moduł sprężystości betonu przy ściskaniu Próbki $\varnothing = 100$ mm, $h = 200$ mm (n = 4) Badanie wg Instrukcji ITB nr 194/98	wartość minimalna: $E_c = 29,6$ GPa wartość średnia: $E_{cm} = 31,2$ GPa
Statyczna próba rozciągania stali zbrojeniowej Próbki $\varnothing = 8$ mm, $l = 350$ mm (n = 8) Badanie wg PN-EN ISO 6892-1	granica plastyczności: $f_y = 271$ MPa wytrzymałość: $f_t = 360$ MPa odkształcenie: $\varepsilon_u = 21,10$ %
Statyczna próba rozciągania stali sprężającej Próbki $\varnothing = 5$ mm, $l = 350$ mm (n = 12) Badanie wg PN-EN ISO 6892-1	umowna granica plastyczności: $f_{p0,2} = 1468$ MPa wytrzymałość: $f_{pt} = 1752$ MPa odkształcenie: $\varepsilon_{pu} = 2,73$ %

Parametry mechaniczne uzyskane z badań pokazują że w prefabrykacji realizowanej w latach 60-tych stosowano beton wysokiej jakości. Wyniki badań chemicznych wskazują na wysoko alkaliczny odczyn betonu, który we wszystkich próbkach niezależnie od głębokości pobrania materiału, kształtuje się na poziomie $12,3 \div 12,6$. Na nieco wyższym poziomie, tj. $12,5 \div 12,6$, kształtuje się odczyn pH zaczynu iniekcyjnego. Tak wysokie wartości pH gwarantują pasywację stali zbrojeniowej i kabli sprężających oraz efektywnie zabezpieczają stal przed korozją. Wykonano również badania w mikroskopie skaningowym warstw wierzchnich, które potwierdziły brak obecności węgla wapnia i wodorowęglanu wapnia. Świadczy to o braku postępu karbonatyzacji betonu. Wyniki analizy chemicznej wykluczyły również możliwość procesów korozji wywołanej działaniem jonów siarczanowych oraz jonów chlorkowych. Zarówno w betonie, jak i w zaczynie iniekcyjnym nie przekroczono dopuszczalnych zawartości jonów w stosunku do masy spoiwa.

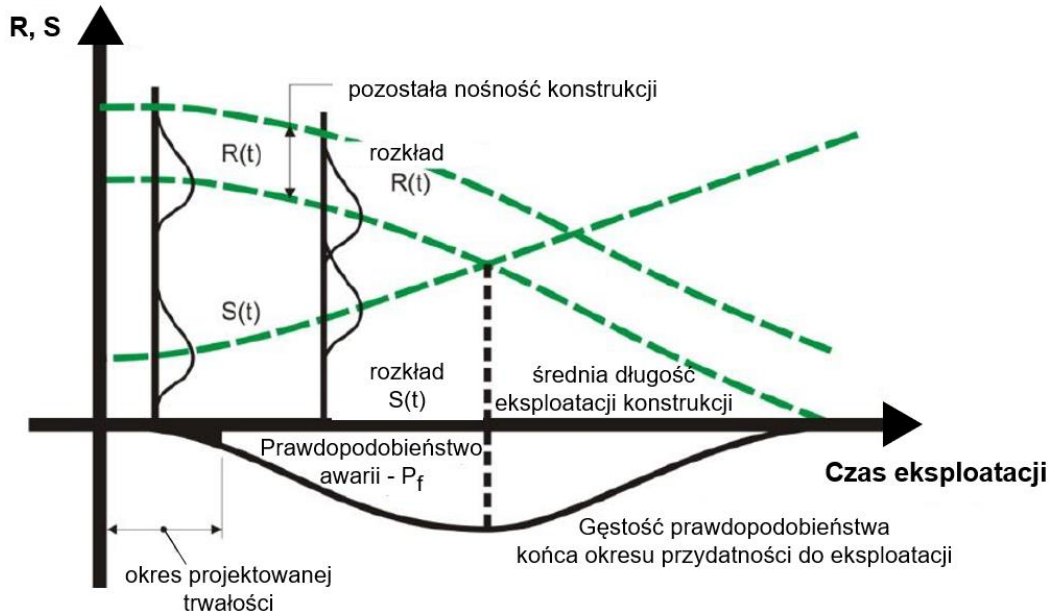
Obserwacje belek po zakończeniu badań wykazały, że stal sprężająca była szczelnie otulona zaczynem cementowym, a w żadnym z odsłoniętych miejsc nie stwierdzono śladów korozji zarówno stali sprężającej, jak i stali zbrojeniowej.

W podsumowaniu badań prefabrykowanych kablobetonowych belek podsunicowych stwierdzono, że pomimo przekroczenia okresu projektowanej trwałości stan techniczny elementów pozwala na dalszą bezpieczną pracę, nawet w przypadku zwiększenia obciążeń użytkowych w nowych warunkach eksploatacyjnych.

3.3.2. Technologia i diagnostyka konstrukcji z betonu sprężonego

Adekwatna ocena bezpieczeństwa konstrukcji, które przekroczyły okres projektowanej trwałości lub zbliżają się do jego końca jest zagadnieniem złożonym. Na rysunku 15 przedstawiono schematycznie analizę stanu technicznego konstrukcji budowlanej oraz prawdopodobieństwo wystąpienia jej stanu awaryjnego P_f . Nośność konstrukcji $R(t)$ zmniejsza się w czasie, natomiast obciążenia jakim poddana jest konstrukcja $S(t)$ często wzrastają (np. w przypadku konstrukcji mostowych). Bez projektowania odpowiednich wzmocnień prawdopodobieństwo wystąpienia stanu awaryjnego będzie wzrastało. Dla racjonalnego

podejmowania decyzji dotyczących oceny istniejących konstrukcji nad wyraz istotne jest precyzyjne określenie rzeczywistej nośności analizowanej konstrukcji, w czym pomocne mogą być symulacje numeryczne. Obecnie przy zastosowaniu nieliniowego modelowania numerycznego popartego badaniami uzupełniającymi (np. parametry materiałowe, pomiar sił sprężających itp.), precyzyjna analiza konstrukcji jest coraz częściej możliwa i zasadna.



Rys. 15. Graficzna reprezentacja stanu technicznego konstrukcji budowlanej podlegającej degradacji nośności w czasie $R(t)$, przy zwiększających się obciążeniach $S(t)$ [133].

Badania konstrukcji z betonu sprężonego pokazują, że przy ocenie ich bezpieczeństwa, oprócz standardowych procedur stosowanych w konstrukcjach żelbetowych, konieczne jest uwzględnienie aktualnego stanu stali i armatury sprężającej [134] oraz wielkości trwałej siły sprężającej. Konieczna jest kontrola zabezpieczenia stali (np. iniekcji cementowej), korozji stali lub zakotwień kabli sprężających [135]. Dotychczasowe badania konstrukcji kablobetonowych wykazały, że stosunkowo często występuje niepełne wypełnienie kanału kablowego zaczynem iniekcyjnym [136]. Spowodowane to może być niestosowaniem się do zaleceń wykonywania iniekcji kanałów kablowych [137]. Najczęściej spotykane błędy wpływające na jakość wypełnienia kanału kablowego to np. nieszczelności na styku kanału kablowego i zakotwienia, zła konsystencja zaczynu, sedimentacja iniektu oraz nieodpowiednie odpowietrzenie kanału [138]–[140]. Taki stan rzeczy powoduje nie tylko zagrożenie korozyjne niezabezpieczonych fragmentów cięgien sprężających, ale sprawia również, że kable pracują jako ciągnia bez przyczepności [141], [142].

Historyczne zestawienia przeglądów diagnostycznych kablobetonowych dźwigarów dachowych ([12] około 3000 elementów) wskazują ilościowy zakres błędów wykonawczych stwierdzanych w istniejących konstrukcjach.

W ponad 90% ocenianych dźwigarów kanały kablowe były wypełnione, natomiast w około 10% kanały były częściowo wypełnione lub brak było iniekcji. Wśród kanałów wypełnionych, w 15% dźwigarów kanały były wypełnione w około 70%, natomiast w 20% dźwigarów występowały pustki u góry kanału, powstałe w wyniku sedimentacji iniekcji cementowej. W około 35% badanych dźwigarów stwierdzono niewielkie szczeliny powyżej drutów kabla wskutek sedimentacji iniektu.

Zarówno w kanałach kablowych wypełnionych całkowicie, jak również ze szczelinami sedimentacyjnymi, druty sprężające były wolne od rdzy. Natomiast w około 3% kanałów bez

iniekcji stwierdzono na drutach początki korozji, a naloty rdzy zaobserwowano w około 10% ocenianych kanałów. Zestawione dane opisują stan występowania korozji w dźwigarach eksploatowanych od 10 do 26 lat w różnych warunkach ekspozycji (wilgotność od 50 do 92%).

Gorszy był stan bloków kotwiących spowodowany błędami przy zabezpieczeniu antykorozyjnym oraz niewłaściwym i nieszczelnym zabezpieczeniem przed wilgocią. Wady obetonowań zakotwień stwierdzono w 35% ocenianych dźwigarów, w tym w 7% dźwigarów zaobserwowano całkowity brak zabezpieczeń.

Wytrzymałość betonu analizowanych elementów sprężonych wynosiła od 35 do 50 MPa, przy jednorodności dobrej lub bardzo dobrej o współczynniku zmienności od 5% do 15%.

Właściwości zabezpieczające betonu względem stali w ponad 80% dźwigarów były dobre. W nielicznych przypadkach beton z uwagi na niską wartość pH stracił właściwości ochronne dla stali. Ponadto w betonie stwierdzono brak chlorków, jedynie w nielicznych przypadkach wykryto ich śladowe ilości.

Mimo nielicznych przypadków potrzeby wzmocnień (poniżej 5%) autorzy opracowania [12] stwierdzili, że wytrzymałość dźwigarów sprężonych w konstrukcjach dachowych jest stabilna od wielu lat i dźwigary spełniają na ogół wymagania eksploatacyjne.

Jakość wykonawstwa ma również istotny wpływ na nośność cięgien sprężających. Statystyczna ocena nośności kabli Freyssineta została opracowana przez W. Ziobronia [143]. Poniżej zestawiono najważniejsze aspekty wpływu jakości wykonawstwa na bezpieczeństwo kabli sprężających, a w konsekwencji konstrukcji kablobetonowych.

Stal kablowa produkcji krajowej dostarczana była na budowy w kręgach o średnicy około 80 cm. Przed przystąpieniem do wykonania kabli stal była prostowania, co wpływało na pogorszenie cech mechanicznych (obniżenie jednorodności parametrów mechanicznych o 16% [143]). Ponadto niedokładne prostowanie powodowało powstawanie fal i nierównomierny naciąg drutów w kablu. Prawidłowo wykonane kable powinny posiadać spiralę centralną ciągłą, wykonaną z drutu $\varnothing 1,5 - 2,5$ mm. Kable powinny być wiązane poprzecznie drutem $\varnothing 1,0$ mm w odstępach co 80 cm. Taka jakość wykonania zapewnia równomierny docisk poszczególnych drutów do spirali i likwiduje ewentualne fale (powstałe w wyniku prostowania), co wpływa na minimalizację nierównomiernego naciągu poszczególnych drutów w kablu.

W czasie układania kabli w konstrukcji należy unikać wzajemnego przemieszczenia drutów kabla. Końce kabli przed umieszczeniem ich w kanałach kablowych należało osłaniać przy pomocy kołpaków z blachy. Wiązanie końców strun drutem nie zabezpiecza przed przesunięciem poszczególnych strun.

Podczas naciągu kabli w warunkach budowy występowały również przypadki odchylenia lewara naciągowego od czoła elementu. Kąt odchylenia dochodził niejednokrotnie do 30° . Nieosiowość ułożenia lewara powodowała nierówną długość początkową poszczególnych drutów, co wpływało na nierównomierny naciąg drutów w kablu. W tabeli 16 przedstawiono wpływ odchylenia lewara od osi na współczynnik zmienności naciągu poszczególnych drutów dla różnych długości kabla. Odchylenie osi lewara powoduje znaczny rozrzut naprężeń w kablach krótkich, a w miarę wzrostu długości kabla wpływ ten maleje.

Tabela 16. Współczynnik zmienności naciągu drutów w kablu ($\sigma_0 = 10\ 000$ at) w zależności od kąta odchylenia lewara naciągowego α .

Długość kabla	Współczynnik zmienności [%]		
	$\alpha = 10^\circ$	$\alpha = 20^\circ$	$\alpha = 30^\circ$
5 m	9,80	19,30	28,28
10 m	4,90	9,65	14,14
20 m	2,45	4,82	7,07
50 m	0,98	1,93	2,83

Półprobabilistyczne ujęcie współczynników bezpieczeństwa ciągną sprężającego pozwoliło na uwzględnienie wpływu w/w aspektów wykonawstwa na wielkość współczynników bezpieczeństwa ciągną [143]. Współczynniki jednorodności zawarte są w przedziale 1,092 - 1,355; natomiast współczynniki warunków pracy wahają się w granicach 1,149 - 2,188, w zależności od jakości wykonawstwa. Zatem bezpieczeństwo ciągną sprężającego systemu Freyseinet w znacznym stopniu zależy od poprawnego wykonawstwa robót na budowie.

W ramach programu badań dźwigarów KBOS-18 (Sieńko i in. [11], [144]) przeprowadzono symulację korozyjnego pęknięcia cięgien, poprzez ich przecięcie piłą. Badana była jednonawowa hala, przekryta stropodachem z prefabrykowanych płyt panwiowych, zmonolityzowanych z dźwigarami KBOS-18.

Zmniejszenie sprężenia jednego dźwigara aż o 50% wywołało ugięcie jego pasa dolnego jedynie o 3,7 mm, co świadczy o przestrzennej pracy konstrukcji i znacznym udziale płyt dachowych w przenoszeniu obciążeń zewnętrznych oraz redystrybucji sił na sąsiadujące dźwigary [144]. Ugięcia dźwigarów sąsiednich wahały się w granicach 30 – 40% ugięcia dźwigara, w którym symulowano korozyjne pęknięcie drutów. Analizowana tarcza stropodachu była wzmocniona żelbetowymi belkami, więc wnioski ilościowe są zaburzone, jednakże jakościowo – wpływ tarczy stropodachu na redystrybucję utraty sprężenia w danym dźwigarze jest istotny. Ponadto, z uwagi na przestrzenną współpracę dźwigarów z tarczą stropodachu żelbetowego, po przecięciu wszystkich cięgien sprężających w danym dźwigarze nadal nie nastąpiło całkowite zniszczenie konstrukcji.

Można wnioskować, że określenie stanu bezpieczeństwa kablobetonowych dźwigarów dużych rozpiętości na podstawie pomiaru ugięć, może być trudne z technicznego punktu widzenia. W przypadku niewielkich ugięć dźwigarów błędna interpretacja wyników pomiarów czy brak uwzględnienia wpływów termicznych, mogą być przyczyną podejmowania decyzji o niekonicznym wzmocnianiu bądź nawet rozbiórce konstrukcji. To pokazuje jak wymagająca i istotna jest rola monitoringu konstrukcji w adekwatnej ocenie jej stanu technicznego.

Dodatkową trudnością w ocenie bezpieczeństwa istniejących konstrukcji kablobetonowych jest określenie wielkości pozostającej siły w kablach sprężających. W celu przeprowadzenia analizy bezpieczeństwa istniejącej konstrukcji sprężonej wymagana jest znajomość wielkości sił sprężających w poszczególnych cięgnach. Precyzyjne określenie efektu sprężenia jest kluczowe, ponieważ sprężenie zapobiega zarysowaniu lub redukuje szerokość rys, co ogranicza ekspozycje na czynniki zewnętrzne i zwiększa trwałość konstrukcji w trudnych warunkach środowiskowych. Ponadto określenie aktualnej wielkości sił sprężających jest niezbędne przy diagnostyce okresowej obiektów oraz przy projektowaniu napraw i wzmocnień konstrukcji, np. w celu zwiększenia dopuszczalnych obciążeń.

Siły w kablach sprężających mogą być określone na drodze obliczeń, jeżeli znane są parametry zastosowanej stali sprężającej i betonu, technologia produkcji oraz sprężenia elementu (czas sprężenia, początkowe siły naciągu), jak i historia użytkowania elementu (obciążenia/przeciążenia, wilgotność powietrza, temperatura). Na podstawie tych informacji, możliwe jest oszacowanie strat doraźnych oraz reologicznych sił sprężających. Procedury obliczenia strat zawarte są, między innymi, w EC2 [N1], MC2010 [N2] czy ACI 318 [N3]. Tak oszacowane wartości sił sprężających mogą niestety odbiegać od wartości rzeczywistych, z uwagi na znaczne uproszczenia stosowane w normach przy uwzględnianiu skomplikowanych zjawisk wpływających na wielkość strat. Wysoki stopień niepewności oszacowania dotyczy zwłaszcza strat opóźnionych, które w praktyce projektowej analizujemy podejściem uproszczonym [N2]. W związku z powyższym, podejmowane są próby określenia rzeczywistej wielkości sił sprężających drogą eksperymentalną [38], [145]–[150].

Istnieje szereg metod pomiaru siły sprężającej, które z uwagi na rejestrowaną wielkość fizyczną możemy podzielić na: metody wibracyjne (pomiar przyspieszenia), metody impedancyjne (pomiar oporu elektrycznego), metody akustoelastyczne (pomiar prędkości rozchodzenia się fali), metody elastomagnetyczne (pomiar przenikalności magnetycznej) oraz metody bazujące na pomiarze odkształcenia.

Metodę pomiaru należy adekwatnie dobrać, uwzględniając przedmiot oraz zakres koniecznych badań. W tabeli 17 zebrano czynniki wpływające na zakres stosowania poszczególnych metod pomiarowych [151]. Zastosowano skalę, w której oznaczenie „+++” reprezentuje najbardziej pożądaną, a „+” najmniej pożądaną właściwość danej metody.

Tabela 17. Porównanie metod kontroli sił sprężających.

	Metody				
	Wibracyjne	Impedancyjne	Elasto-magnetyczne	Akusto-elastyczne	Odkształceniowe
Czułość pomiaru	+	++	+++	+	+++
Wpływ czynników środowiska	++	++	+++ ¹	? ²	+++ ¹
Łatwość wykonania pomiaru	+++	+++	+	+++	+++
Możliwość zastosowania in-situ	+	++ ³	++ ³	++ ⁴	+++
Lokalny lub globalny pomiar siły sprężającej	Globalny	Globalny ⁵	Lokalny	Globalny	Lokalny

¹ możliwa kompensacja lub kalibracja zapewnia stabilny pomiar niezależnie od czynników środowiska

² wpływ czynników środowiska nie został wystarczająco zbadany dla metod akustoelastycznych

³ wykonalne po wcześniejszej kalibracji

⁴ wykonalne przy zastosowaniu tłumienia

⁵ możliwość lokalnego pomiaru siły jedynie w okolicy zakotwienia cięgien

W praktyce inżynierskiej najpowszechniej stosowane są metody elastomagnetyczne (głównie w konstrukcjach wantowych i zastosowaniach geotechnicznych [152]) oraz metody odkształceniowe.

W przypadku metod pomiaru sił sprężających bazujących na pomiarze odkształceń można wyróżnić badania niszczące, seminiszczące oraz nieniszczące (dopuszczające zarysowanie użytkowanej konstrukcji):

- metoda niszcząca:

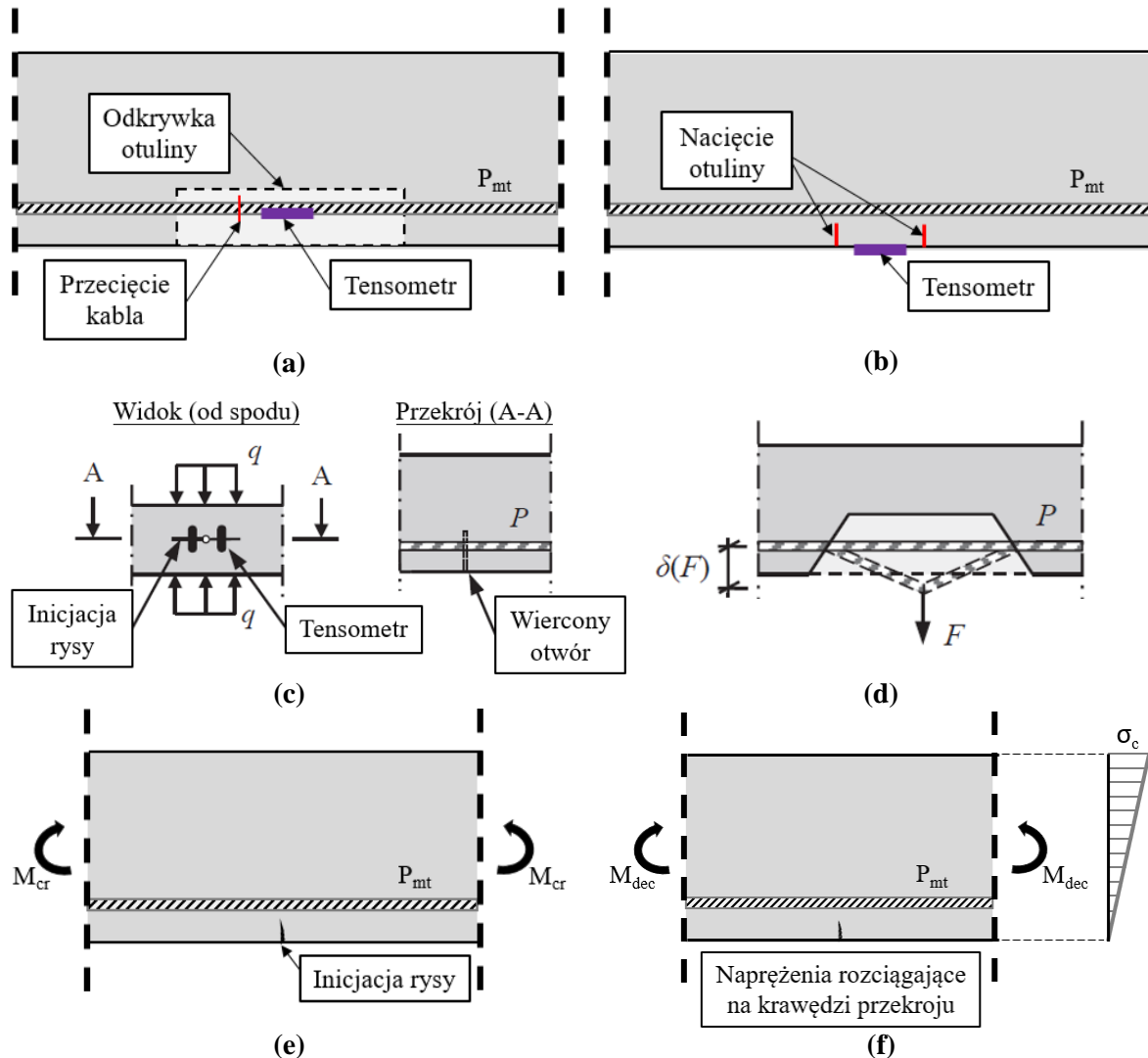
- metoda cięcia kabla (rys. 16a) – siła sprężająca jest obliczana na podstawie pomiaru odkształceń przecinanego, wcześniej odsłoniętego, kabla sprężającego [153];

- metody seminiszczące:

- metoda cięcia otuliny betonowej (rys. 16b) – siła sprężająca jest obliczana na podstawie zmian odkształceń powierzchni bloku betonowego na możliwie jak najkrótszym odcinku między dwoma równoległymi cięciami otuliny betonowej, rejestrowanych tensometrycznie [154], [155],
- metoda wiercenia otworu w betonie, w okolicy zbrojenia sprężającego (rys. 16c) – siła sprężająca jest obliczana na podstawie zmian odkształceń powierzchni betonu rejestrowanych tensometrycznie w bezpośrednim sąsiedztwie wywierconego otworu [154],
- metoda obciążenia kabla (rys. 16d) – wcześniej odsłonięty kabel sprężający poddaje się obciążeniu prostopadłemu do jego osi, a siła sprężająca obliczana jest na podstawie wielkości siły odginającej i przemieszczenia kabla [156];

- metoda nieniszcząca:

- metoda odpowiedzi konstrukcji (rys. 16e, 16f) – siła sprężająca jest obliczana na podstawie określenia wielkości momentu rysującego lub momentu dekompresji (przy ponownym otwieraniu rysy), powodowanego kontrolowanym obciążeniem zewnętrznym [154], [155], [157].



Rys. 16. a) Metoda cięcia kabla, b) metoda cięcia otuliny betonowej, c) metoda wiercenia otworu, d) metoda obciążenia kabla [158], oraz metoda odpowiedzi konstrukcji: e) moment rysujący, f) moment dekompresji.

Do zastosowania niektórych metod wymagana jest znajomość materiałowych parametrów mechanicznych, np. do wyznaczenia siły sprężającej na podstawie momentu rysującego niezbędna jest znajomość rzeczywistej wytrzymałości betonu na rozciąganie, co w przypadku konstrukcji wciąż użytkowanych może być trudne. Dodatkowo, pewną wątpliwość może budzić, którą wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie należy wykorzystać w obliczeniach (wytrzymałość przy osiowym rozciąganiu czy przy zginaniu?; wytrzymałość średnią, minimalną czy charakterystyczną?). Przy metodzie bazującej na momencie dekompresji eliminujemy niepewność tego parametru, a ponadto umożliwia ona wielokrotne przeprowadzenie pomiaru.

Poszczególne metody pomiaru siły sprężającej przedstawiono oraz zastosowano między innymi w pracach [159]–[162].

4. Badania eksperymentalne

Własne badania eksperymentalne przeprowadzono na belkach, zdemontowanych po ponad pięćdziesięcioletnim okresie eksploatacji w zakładzie przemysłowym zlokalizowanym w Nowym Sączu. Właściciel obiektu zdecydował się na demontaż elementów chcąc zwiększyć udźwig suwnic w hali, ale również z obawy o stan techniczny belek, które przekroczyły już okres swojej projektowanej trwałości. Elementy w czasie eksploatacji służyły jako tor dla suwnic o udźwigu 12,5 ton w korzystnych warunkach środowiskowych (niska agresywność chemiczna oraz niska wilgotność). Widok składowanych belek przeznaczonych do badań przedstawiono na fot. 7.



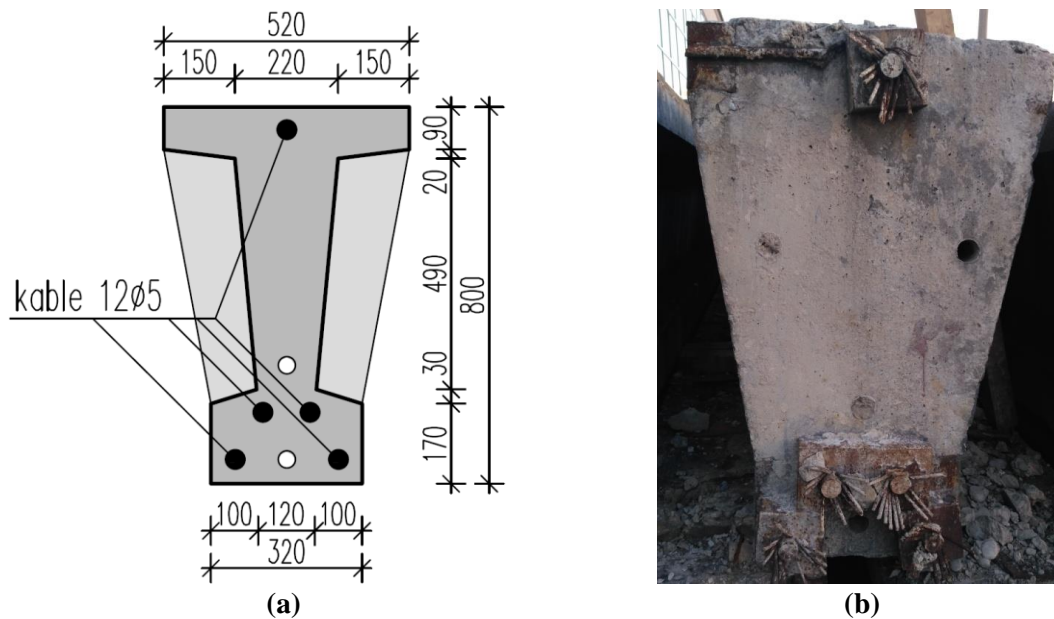
Fot. 7. Prefabrykowane belki kablobetonowe przeznaczone do badań.

Przedmiotem badań są typowe prefabrykowane, kablobetonowe belki podsuwnicowe o przekroju dwuteowym. Wysokość elementu wynosi 800 mm, a jego rozpiętość modułowa to 6,0 m. Przekrój poprzeczny belki przedstawiono na rys. 17a. Sprężenie każdej z belek zostało zrealizowane pięcioma prostoliniowymi kablami z przyczepnością. Pozostałe dwa kanały kablone, służące do kolejnych wariantów sprężenia pozostały niezainiektowane (poza elementami B 1-0 oraz B 3-0). Kable sprężające zakotwiono w stalowych zakotwieniach stożkowych o wymiarach 100x100 mm. Na powierzchni zakotwień widoczne były ślady stwardniałego zaczynu cementowego, świadczące o wykonanej iniekcji kanałów kablowych. Widok czoła belki wraz z zakotwieniami kabli przedstawiono na rys. 17b.

W większości belek przeznaczonych do badań zakotwienia kabli sprężających nigdy nie zostały zabezpieczone antykorozyjnie. Jedynie w przypadku dwóch belek (skrajnych na danym torze) zakotwienia zostały obetonowane, jednakże nawet w tym przypadku dolne bloki kotwiące (oparte praktycznie na narożach belki) nie miały zapewnionej odpowiedniej głębokości otulenia. Bloki kotwiące oraz wystające końcówki drutów sprężających były pokryte jedynie nalotem korozyjnym – nie zaobserwowano znacznych ubytków korozyjnych.

Zgodnie z katalogiem Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego belki odpowiadają typowi KBP 80/6 z pierwszym wariantem zbrojenia sprężającego, który przewiduje jeden górny oraz cztery dolne kable sprężające. Pozostałe dwa kanały kablone były

przewidziane dla kolejnych wariantów sprężenia. Projekt zakłada sprężenie prostoliniowymi kablami $12\text{Ø}5$ mm ze stali II gatunku o wytrzymałości nominalnej 15000 at, co w przeliczeniu na jednostki SI daje wartość 1471 MPa.



Rys. 17. Belki przeznaczone do badań: a) przekrój, b) widok czoła.

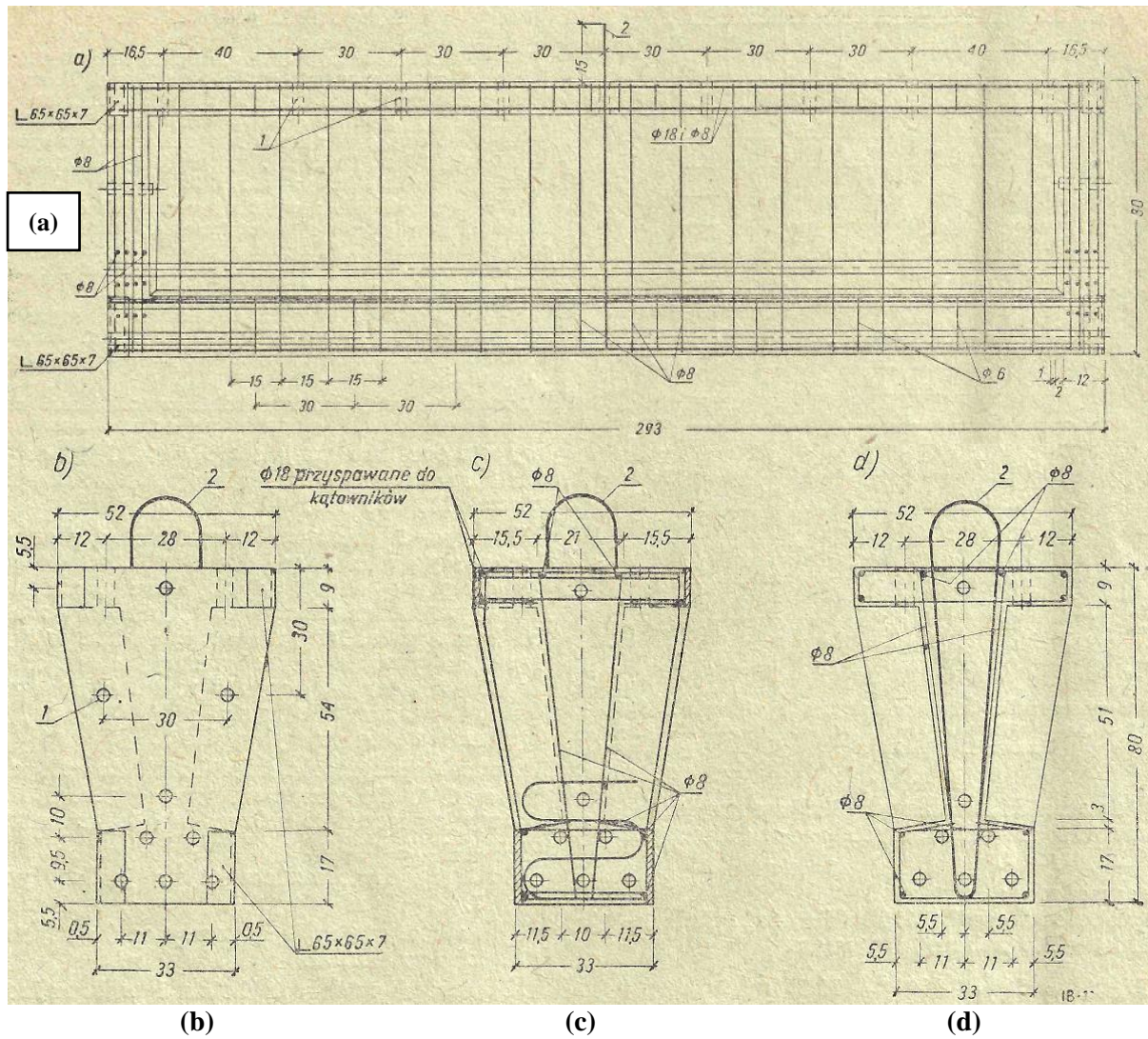
Zbrojenie pasywne belek projektowano ze stali gładkiej St0 o wytrzymałości $Q_r = 2500$ at (245 MPa). W niektórych opracowaniach występuje również stal 3600 at (353 MPa) oraz różne średnice zbrojenia konstrukcyjnego, zatem zbrojenie pasywne może się różnić w zależności od produkcji elementu.

W przedmiotowych belkach stwierdzono zastosowanie uźebrowanej stali 3600 at do wykonania strzemion w elementach B 1-1a, B 2-1b oraz B 3-2. Strzemiona pozostałych elementów oraz zbrojenie podłużne we wszystkich belkach wykonano ze stali gładkiej. Zbrojenie podłużne elementów tworzyły pręty $2 \times 2 \text{Ø}16 + 2 \times \text{Ø}8$ (do montażu strzemion) w ściskanej półce górnej oraz konstrukcyjne zbrojenie $2 \times 2 \text{Ø}8$ w półce dolnej.

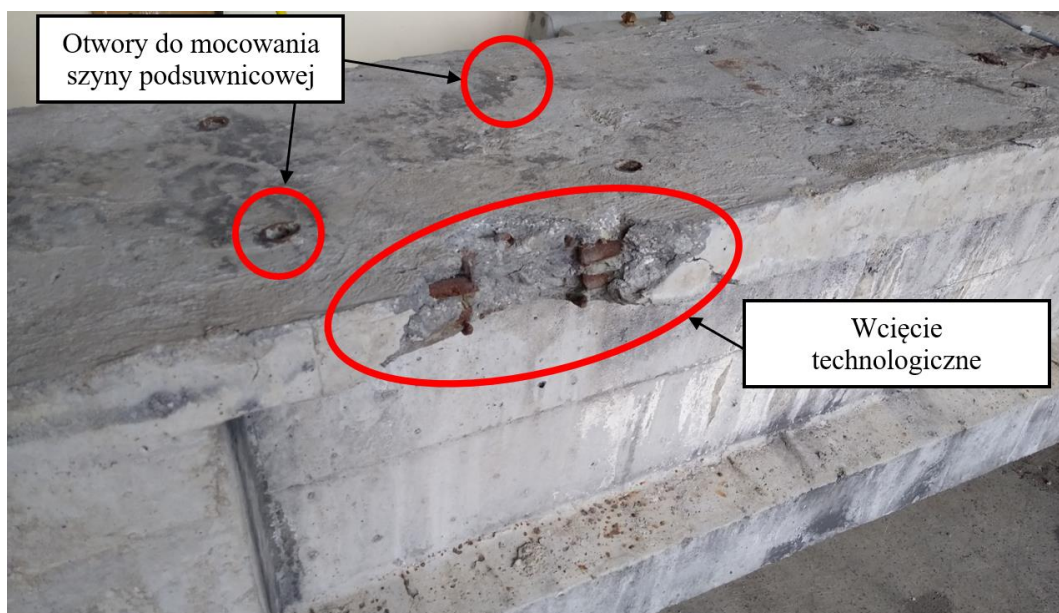
Belki podsuwnicowe były prefabrykowane w całości (z wyłączeniem belki B 3-0), sprężane w zakładzie lub na miejscu wbudowania, a następnie montowane w konstrukcji.

Szczegółowa inwentaryzacja elementu B 3-0 wykazała, że jedynie ta belka została wykonana z dwóch prefabrykowanych segmentów o długości 2,90 m każdy. Segmenty były połączone poprzez wypełnienie styku betonem drobnoziarnistym, zaciśnięcie styku w wyniku działania siły sprężającej oraz zespawanie blach marek stalowych z przykładką ze stalowego płaskownika, które uciągały półkę górną. Marki stalowe były przyspawane do prętów górnego zbrojenia pasywnego. Takie rozwiązanie przedstawione w pracy [8] umożliwiało wykonywanie elementów o różnych rozpiętościach modułowych przy wykorzystaniu jednego typowego segmentu. Rysunek 18 przedstawia typowe, projektowe zbrojenie segmentu belki składanej.

W każdej z belek wykonane zostały po dwa wcięcia technologiczne w półce górnej (patrz – fot. 8), które zmniejszają szerokość strefy ściskanej na długości około 0,20 m. Na długości wcięcia technologicznego przecięto również dwa podłużne pręty zbrojeniowe oraz strzemiona znajdujące się w półce górnej. Ponadto w górnej półce w rozstawie około 0,3 m znajdują się otwory do mocowania szyny podsuwnicowej (fot. 8). Schemat montażu szyny do typowych belek podsuwnicowych przedstawiono na rys. 19 [8].

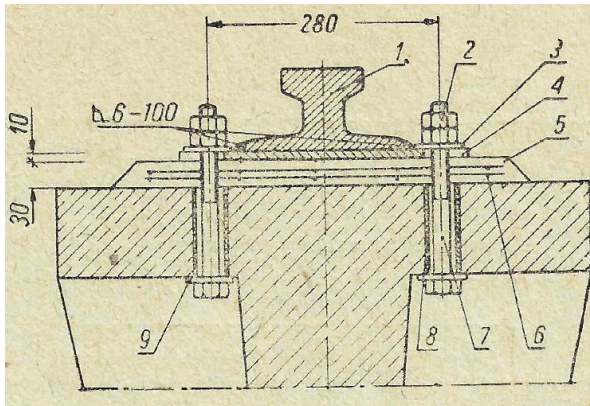


Rys. 18. Zbrojenie prefabrykowanego segmentu belki: a) profil podłużny b) widok od czoła elementu; c) przekrój przez przeponę końcową; d) przekrój przez środek segmentu [8].



Fot. 8. Wcięcie technologiczne oraz otwory do mocowania szyny w górnej półce belki.

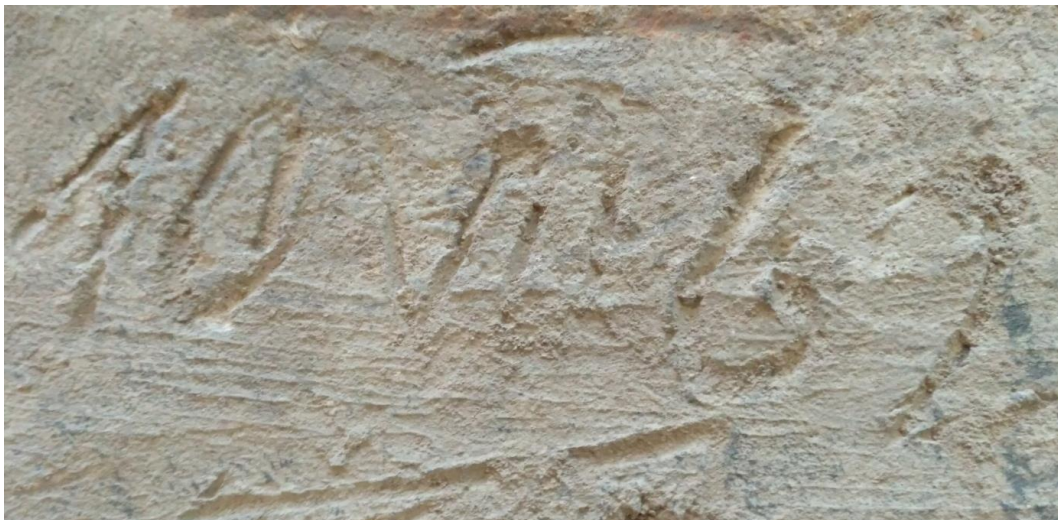
Na górnej półce każdego z elementów oznaczono jego datę produkcji. Belki zostały wykonane w latach 1962 - 63. Na fot. 9 i 10 przedstawiono odcisniętą w betonie datę produkcji odpowiednio elementu B 2-1a (22.8.62 r.) oraz B 3-0 (10 VII 1962).



Rys. 19. Szczegół przymocowania szyny do belki podsuwnicowej [8].



Fot. 9. Data produkcji jednego z badanych elementów 22.08.1962 r.



Fot. 10. Data produkcji jednego z badanych elementów 10.07.1962 r.

Chociaż strzemiona w środnikach belek zgodnie z katalogiem były projektowane w rozstawie 15 cm, to badanie femetrem oraz odkrywki wykonane przedmiotowych belkach wykazały, że zbrojenie poprzeczne jest rozstawione nieregularnie, w różnych rozstawach. Średni stopień zbrojenia poprzecznego belek jest niższy niż projektowany. Średnik elementu był zbrojony strzemionami $\text{Ø}8$ mm w rozstawie wahającym się od 140 nawet do 400 mm. Rzeczywisty stopień zbrojenia poprzecznego jest mniejszy niż przyjęty w projekcie, nie mniej jednak jest on na zbliżonym poziomie jak minimalny stopień zbrojenia poprzecznego według norm [N1], [N2]. Średni stopień zbrojenia poprzecznego poszczególnych belek zestawiono w tabeli 18.

4.1. Badania ścinania

4.1.1. Elementy badawcze

Badania ścinania przeprowadzono na 9 belkach kablobetonowych, których charakterystykę zestawiono w tabeli 18. Sześć belek przebadano niszcząco w sytuacji uszkodzenia zakotwienia jednego lub dwóch kabli sprężających. Pozostałe trzy elementy (B 1-0, B 2-0 i B 3-0) badane z wszystkimi sprawnymi zakotwieniami kabli sprężających miały charakter referencyjny i zostały przebadane w pierwszej kolejności. W celu identyfikacji elementów badawczych zastosowano jednakową nomenklaturę badanych **belek B X-Ya** gdzie: **X** identyfikuje schemat statyczny w badaniu nośności (1 – $a/d = 1,57$; 2 – $2,61$; 3 – $3,66$), **Y** oznacza liczbę kabli z odciętymi zakotwieniami, dodatkowa litera **a** lub **b** rozgranicza próbki badane w analogicznej specyfikacji. Na przykład oznaczenie **B 1-1a** określa belkę badaną w schemacie $a/d = 1,57$ z odcięciem 1-zakotwieniem (pierwsza z dwóch analogicznych belek - **a**).

Tabela 18. Zestawienie elementów badawczych.

Oznaczenie elementu badawczego	a/h	a/d	$\rho_{w,m}$ [%]	Odcięte zakotwienia kabli	Jakość iniekcji kanałów kablowych ¹
B 1-0	1,5	1,57	0,19	-	zła
B 1-1a			0,27	nr I (górnny)	akceptowalna
B 1-1b			0,24	nr I (górnny)	dobra
B 1-2			0,21	nr II i III (dolne)	dobra
B 2-0	2,5	2,61	0,22	-	nie określono
B 2-1a			0,18	nr I (górnny)	akceptowalna
B 2-1b			0,21	nr I (górnny)	zła
B 3-0*	3,5	3,66	0,22	-	akceptowalna
B 3-2			0,20	nr II i III (dolne)	zła

* B 3-0 była jedyną badaną belką złożoną z dwóch prefabrykowanych segmentów, pozostałe belki prefabrykowane w całości.

¹ Jakość iniekcji kanałów kablowych ilościowo oceniono na podstawie odkrywek oraz badań długości transmisji.

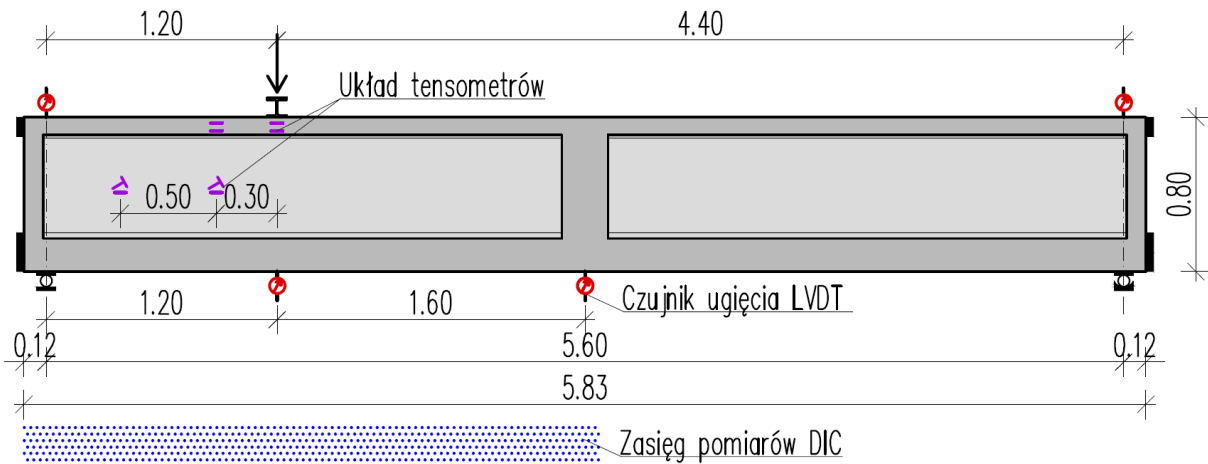
Rozstaw strzemion w środnikach belek określono na podstawie badania femetrem oraz lokalnych odkrywek po przeprowadzeniu badań. Stopień zbrojenia poprzecznego przedmiotowych belek należy odnieść do minimalnego stopnia zbrojenia $\rho_{w,min} = 0,20\%$ określonego przez normy [N1], [N2]. Elementy B 1-0 oraz B 2-1a nie spełniają warunku minimalnego stopnia zbrojenia, natomiast zbrojenie pozostałych belek sięga niewiele ponad poziom minimalnego zbrojenia poprzecznego. Należy jednak zaznaczyć, że w tabeli zestawiony jest średni stopień zbrojenia poprzecznego, natomiast rozstaw strzemion w większości elementów był bardzo nieregularny.

4.1.2. Stanowiska badawcze do określenia nośności elementów

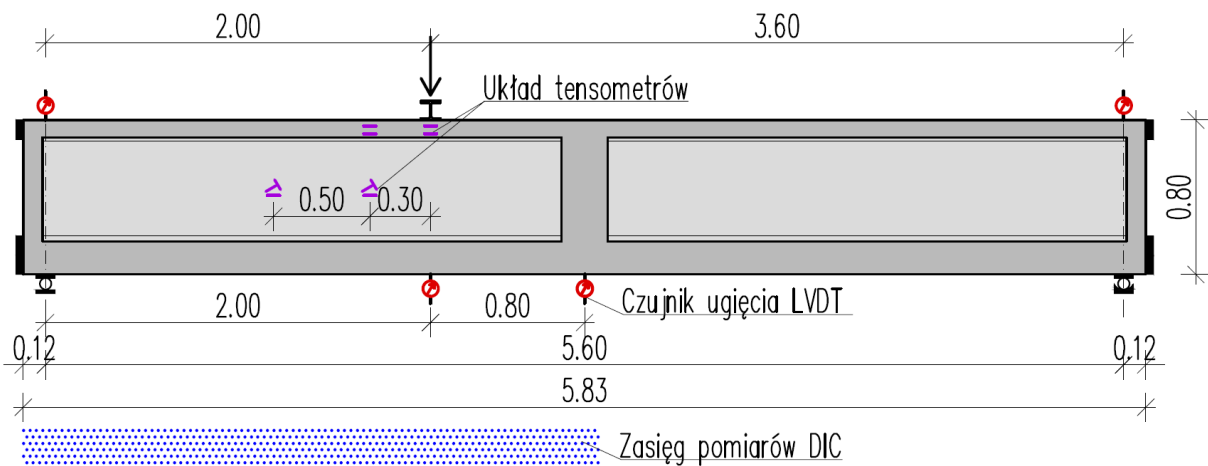
Do badań eksperymentalnych nośności kablobetonowych belek podsuwnicowych o rozpiętości teoretycznej 5,60 m przygotowano trzy typy stanowisk w schemacie statycznym trójpunktowego zginania, o różnych wskaźnikach a/d . We wszystkich przypadkach badane belki zostały swobodnie podparte na jednej podporze przegubowo-przesuwnej i jednej podporze przegubowej (bez możliwości przesuwu).

Dla badań w schemacie statycznym charakterystycznym dla ścinania, rozważano dwa przypadki – niskiej smukłości ścinania $a/h = 1,5$, w którym spodziewano się rozporowości pracy elementu oraz wysokiej smukłości $a/h = 2,5$, w którym spodziewano się belkowej pracy elementu. Obciążenie siłą skupioną przykładano w odległości $a = 1,2$ m od osi podpory w pierwszym przypadku i w odległości $a = 2,0$ m w drugim. Smukłość ścinania a/d w rozważanych schematach wynosi odpowiednio 1,57 i 2,61. Stanowisko badawcze dla badań

ścianania z niskim wskaźnikiem smukłości przedstawiono schematycznie na rys. 20, natomiast stanowisko dla badań ścianania z wysokim wskaźnikiem smukłości na rys. 21.

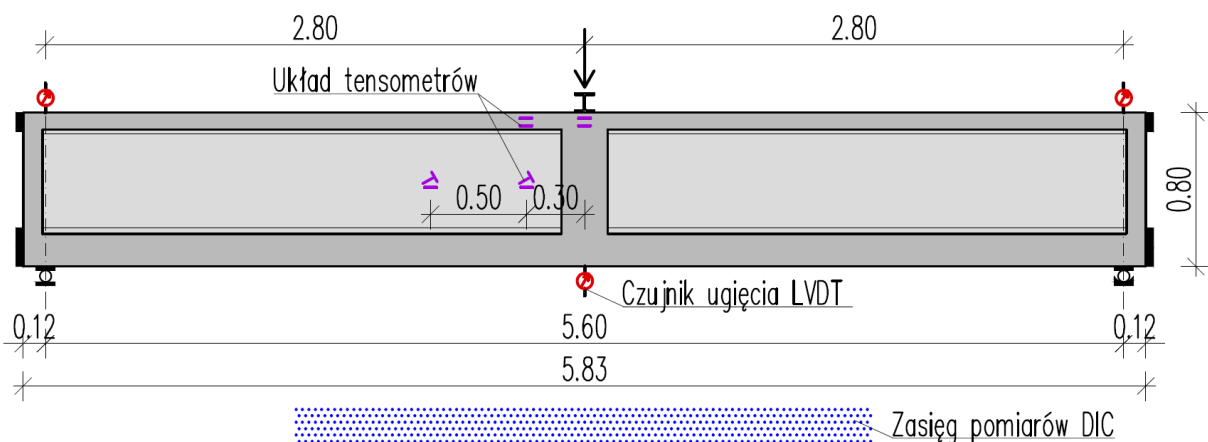


Rys. 20. Schemat stanowiska badawczego dla ścianania elementów przy małej smukłości.



Rys. 21. Schemat stanowiska badawczego dla ścianania elementów przy dużej smukłości.

Ponadto belki badano również w schemacie statycznym trójpunktowego zginania z siłą zewnętrzną umieszczoną w środku rozpiętości elementu (patrz – rys. 22). Smukłość ścianania dla tego stanowiska wynosi $a/d = 3,66$.



Rys. 22. Schemat stanowiska badawczego dla trójpunktowego zginania z siłą w środku rozpiętości.

Stanowiska do badań wyposażono w masywne elementy oporowe ustawione naprzeciwko każdego z czoł belki, które miały zapewnić bezpieczeństwo w przypadku niekontrolowanego zerwania kabla sprężającego i ewentualnego odrzucenia bloku kotwiącego.

Obciążenie zewnętrzne było realizowane przez siłownik hydrauliczny o nośności $\pm 1,0$ MN i maksymalnym wysuwie tłoka 250 mm, wyposażony w czujnik pomiaru siły, stanowiący integralną część systemu badawczego ISTS. Przyjęto stałą prędkość obciążenia wynoszącą 36 kN na minutę. Siłę przekazywano na belkę przez sztywny trawers poprzeczny o szerokości 100 mm, rozkładający obciążenie na całą szerokość półki górnej. W przypadkach gdy nośność elementu przekroczyła możliwości systemu ISTS, belki były obciążane niszcząco na sąsiednim stanowisku badawczym wyposażonym w prasę mogącą wytwarzać siły 2,0 MN.

Podczas badania, ugięcia elementu były rejestrowane w sposób ciągły w kluczowych punktach pomiarowych tj. w środku rozpiętości belki, w przekroju obciążonym siłą skupioną oraz, kontrolnie, nad podporami. Ugięcia rejestrowano indukcyjnymi przetwornikami przemieszczenia (LVDT). Zmiana odkształceń betonu była rejestrowana za pomocą układu dziesięciu tensometrów elektrooporowych podpiętych do systemu pomiarowego HBM rejestrującego jednocześnie wielkości ugięć oraz obciążenie zewnętrzne. Cztery tensometry rozmieszczono parami w półce ściskanej, w przekroju obciążonym siłą skupioną oraz w odległości 300-350 mm od osi obciążenia. Na jednej powierzchni bocznej środnika rozmieszczono dwie rozety z trzech tensometrów każda, w celu ustalenia kierunków oraz wartości głównych odkształceń. Ponadto po drugiej stronie belki prowadzono pomiar odkształceń metodą Digital Image Correlation (DIC) [163]. Do pomiarów DIC badana powierzchnia elementu musiała być odpowiednio przygotowana, tj. pomalowana na jasny kolor, po czym nakropiona czarnymi punktami pomiarowymi (markery). Podczas badania zestaw aparatów wysokiej rozdzielczości, z ustaloną częstotliwością wykonywał zdjęcia odkształcającego się elementu. Komputerowa korelacja zmiany przemieszczeń punktów pomiarowych pomiędzy poszczególnymi zdjęciami umożliwiła wyznaczenie map odkształceń na powierzchniach bocznych badanych elementów [164]. Metoda ta pozwoliła również precyzyjnie określić moment, w którym powstały poszczególne zarysowania elementu betonowego oraz umożliwiła śledzenie postępującej propagacji rys. Szczegółowy opis metodologii pomiarów metodą DIC na przykładzie badania B 3-0 przedstawiono w pracy [163].

W badaniu B 3-2 rejestrowano również poślizg niezakotwionych kabli sprężających w trakcie obciążenia elementu. W tym celu zastosowano dodatkowe przetworniki przemieszczenia LVDT.

Wybrane wyniki badań niszczących przedstawiono w pracach [165]–[168].

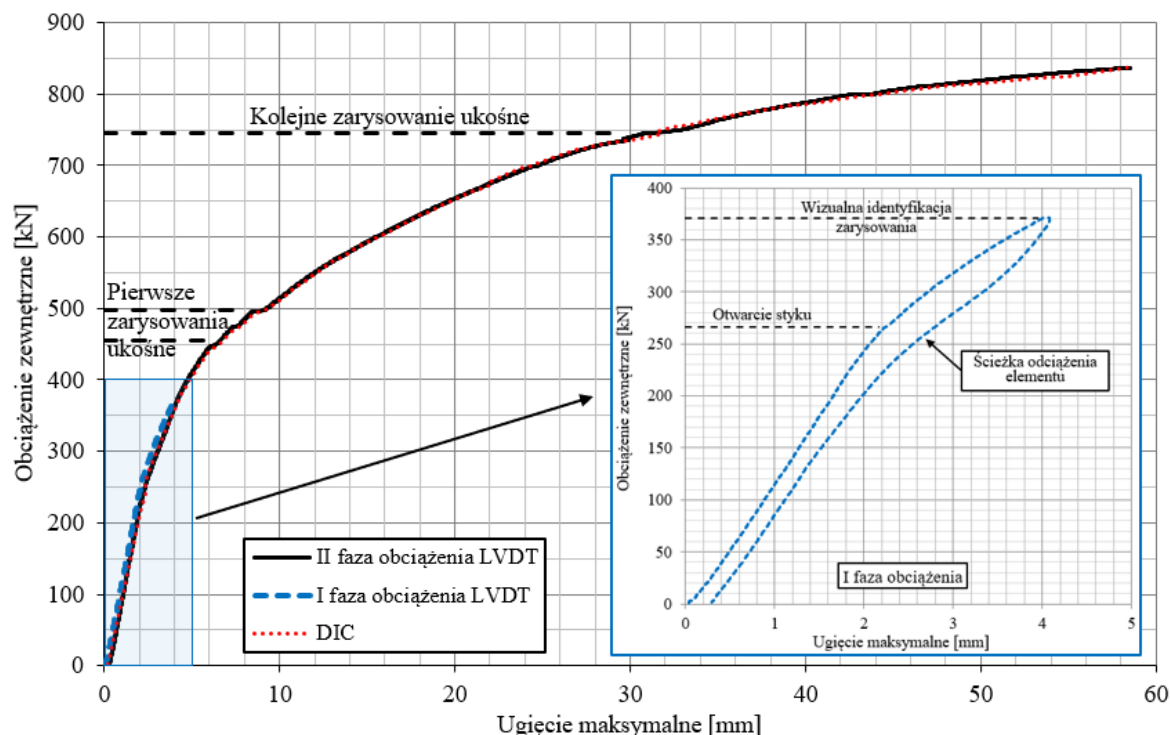
4.1.3. Opis przebiegu referencyjnych badań ścinania

B 3-0 Trójpunktowe zginanie

Pierwszym badaniem referencyjnym było badanie belki B 3-0 w schemacie trójpunktowego zginania (rys. 22), tj. schemacie statycznym powodującym maksymalny możliwy moment zginający w belce. Element badawczy B 3-0 był jedynym elementem wykonanym z dwóch prefabrykowanych segmentów, połączonych przez styk wypełniony betonem drobnoziarnistym zaciśnięty w wyniku działania siły sprężającej. Styk został zrealizowany w środku rozpiętości elementu. Na półce górnej widoczne były stalowe płaskowniki dospawane do marek stalowych, uciągające zbrojenie podłużne w półce.

Obciążenie elementu zostało zrealizowane w dwóch fazach. W fazie I doprowadzono do zarysowania belki (otwarcia styku), a po wyraźnej propagacji rysy – przy obciążeniu zewnętrznym wynoszącym 371,2 kN, element odciążono. W fazie II element był obciążany do

zniszczenia. Na rysunku 23 przedstawiono wykres zależności ugięcia w środku rozpiętości od wartości przyłożonej siły zewnętrznej w I i II fazie obciążenia.



Rys. 23. Wykres ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla belki B 3-0.

Belka uległa zniszczeniu w środku rozpiętości w wyniku nadmiernego odkształcenia dolnych kabli sprężających, co spowodowało zwiększone rozwarście styku. W konsekwencji zmiężdżenia betonu drobnoziarnistego w strefie ściskanej styku cała siła ściskająca była przejmowana jedynie przez stalowe złącze segmentów prefabrykowanych, co doprowadziło do wybooczenia przyspawanych do marek prętów zbrojeniowych w półce górnej (patrz – fot. 11). Element uległ zniszczeniu przy obciążeniu $P_{exp} = 837,7$ kN, czyli niszczący moment zginający, z uwzględnieniem ciężaru własnego, wyniósł $M_{exp} = 1192,1$ kNm, a teoretyczna siła tnąca, przy podporze w chwili zniszczenia wyniosła $V_{exp} = 432,6$ kN.

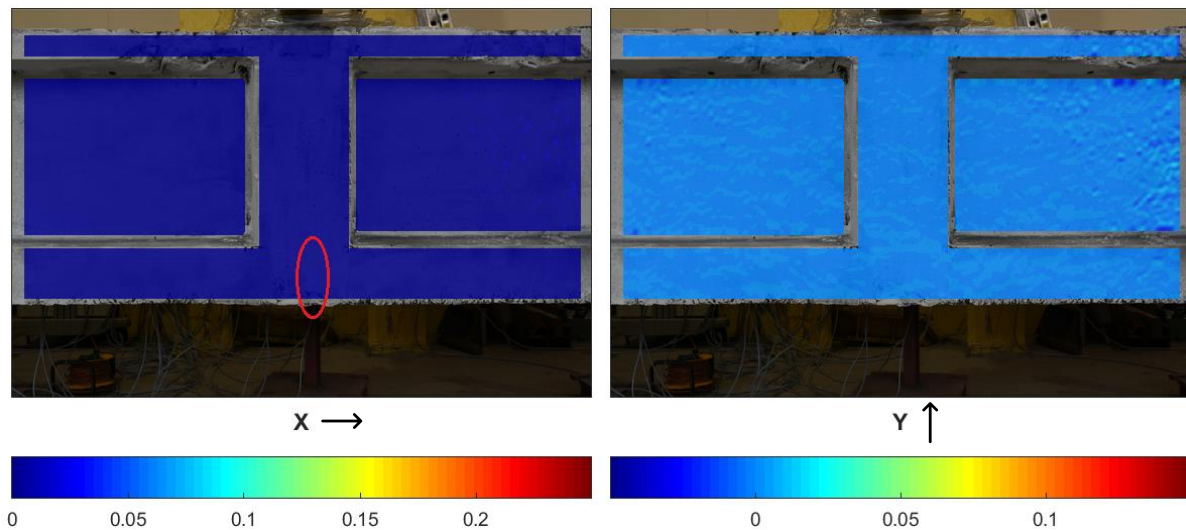


Fot. 11. Pręt zbrojeniowy w półce górnej po wybooczeniu i odłupaniu otuliny.

Zniszczenie elementu było wyraźnie sygnalizowane przez otworzenie się styku i powstające zarysowania ukośne. W końcowej fazie pracy belki pojawiły się rysy prostopadłe łączące się z rysami ukośnymi oraz duże przyrosty ugięcia. Pierwsze zarysowanie pionowe

w styku zostało zaobserwowane podczas oddziaływania siłą $P_{cr} = 286,9$ kN (wyznaczony moment rysujący wyniósł $M_{cr} = 421,0$ kNm). Tak wczesna identyfikacja zarysowania była możliwa tylko na podstawie uzyskanej mapy zmian odkształceń DIC, ponieważ rysa nie była wtedy jeszcze zauważalna nieuzbrojonym okiem. Miejsce koncentracji odkształceń zaznaczono kolorem czerwonym na fot. 12.

Maksymalne ugięcie zarejestrowane w środku rozpiętości belki w chwili zniszczenia wyniosło 58 mm czyli osiągnęło wartość $L/97$, która wyraźnie sygnalizuje zniszczenie. Warto dodać, że wartość ugięcia wyznaczona metodą DIC była bardzo zbliżona do wartości ugięcia zarejestrowanej indukcyjnymi przetwornikami przemieszczenia, co pozwala wnioskować o wiarygodności obu typów pomiarów.



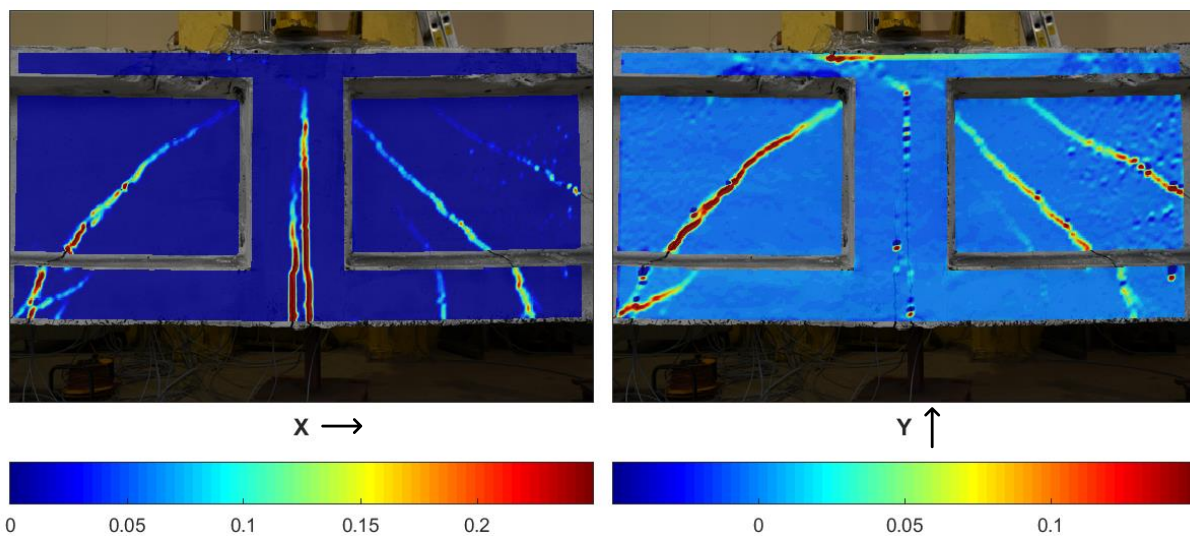
Fot. 12. Mapy zmian odkształceń ortogonalnych w momencie zarysowania styku.

Na fot. 13 przedstawiono schemat zniszczenia elementu B 3-0 w strefie styku. Mapy zmian odkształceń (w kierunku podłużnym i poprzecznym), rejestrowanych metodą DIC, przedstawiono na fot. 14. Stan odkształceń na mapach odpowiada chwili poprzedzającej zniszczenie belki (fot. 13a). Zniszczeniu belki towarzyszyła wyraźna propagacja zarysowań oraz duże ugięcia elementu.

W II fazie obciążenia elementu, ponowne otwarcie styku zaobserwowano na mapach odkształceń przy oddziaływaniu siły zewnętrznej 220,6 kN. Zasięg oraz szerokość zarysowania w styku belki intensywnie narastała. Pierwsze zarysowanie ukośne belki zostało zarejestrowane metodą DIC po przyłożeniu siły 447,7 kN, więc przy interakcji siły poprzecznej 237,6 kN oraz momentu zginającego 646,1 kNm. Zarysowanie ukośne powstałe po stronie, w której prowadzono pomiary tensometryczne nastąpiło po przyłożeniu siły 498,9 kN. Chwila powstania poszczególnych zarysowań widoczna jest również na wykresie zarejestrowanej zależności obciążenie/ugięcie (rys. 23), wyznaczonej na podstawie pomiarów indukcyjnymi przetwornikami przemieszczenia. Na wykresie widać istotne zmiany kąta nachylenia krzywej (degradacja sztywności elementu) w momencie powstawania poszczególnych zarysowań rejestrowanych metodą DIC. Fot. 15 przedstawia propagację zarysowań elementu na mapach odkształceń dla II fazy obciążenia.



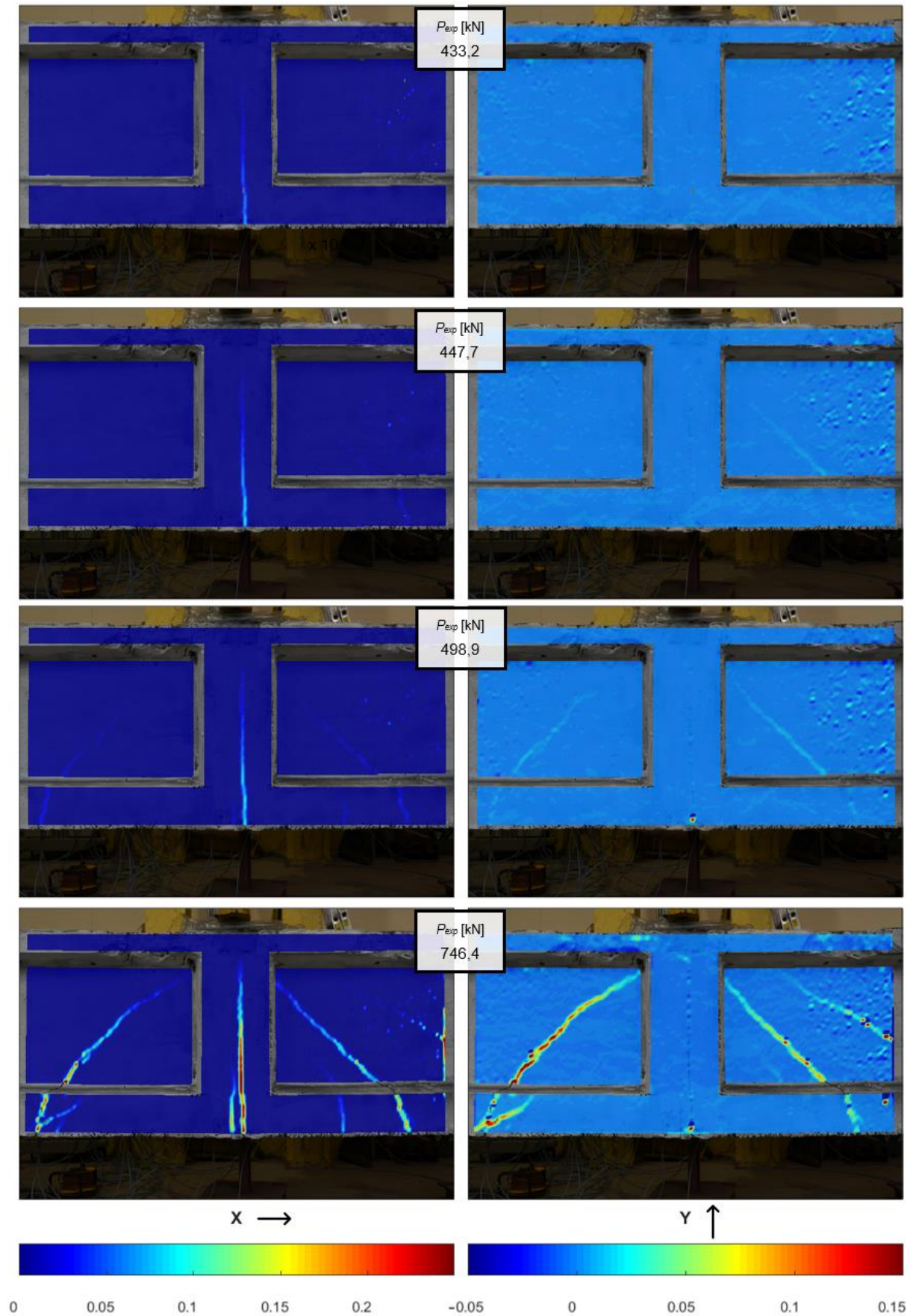
Fot. 13. Widok elementu B 3-0 **a)** bezpośrednio przed zniszczeniem; **b)** zniszczenie w strefie styku.



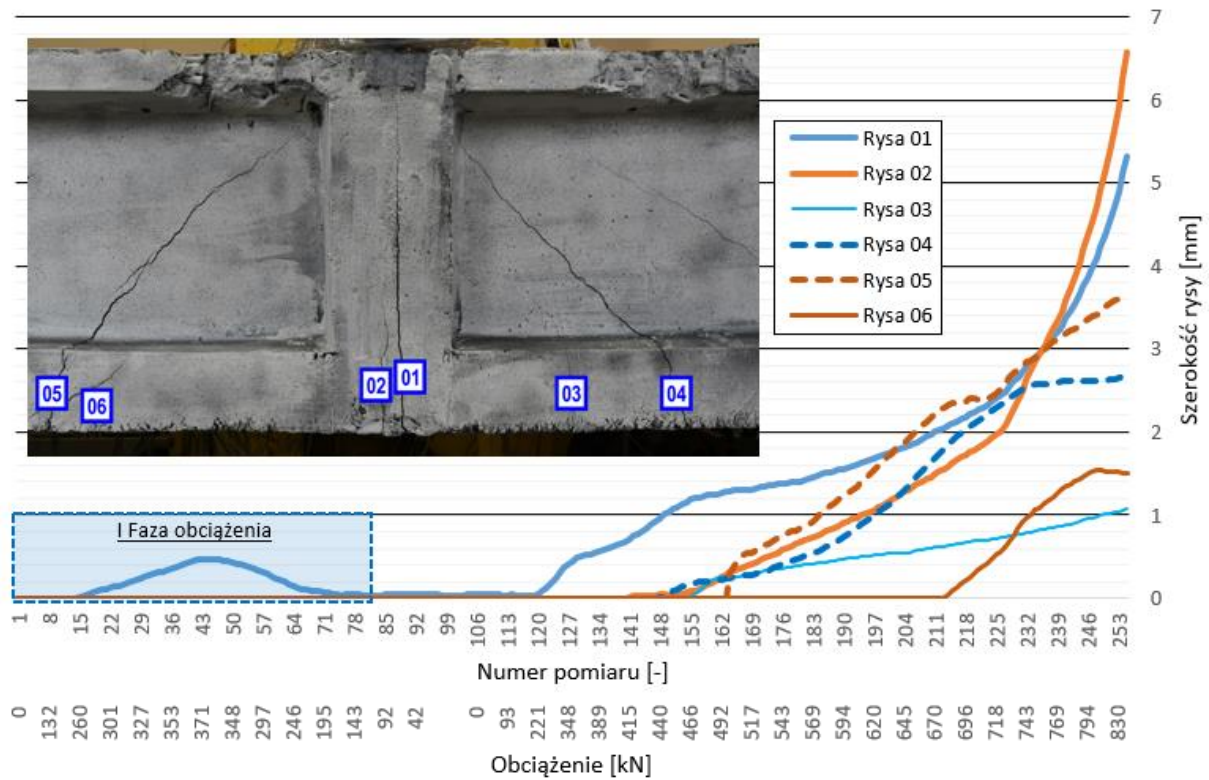
Fot. 14. Mapy zmian odkształceń w kierunkach ortogonalnych w momencie poprzedzającym zniszczenie belki B 3-0 (odpowiadające fot. 13a).

Na rys. 24 przedstawiono szerokość zarysowań monitorowanych w czasie badania w ramach pomiarów DIC. Zarysowania w styku segmentów belki (rysy 01, 02 na rys. 24), w chwili zniszczenia, osiągnęły szerokość przekraczającą 5 mm. Należy również zwrócić uwagę na rozwarcie rys ukośnych (04, 05), których szerokość wyniosła około 3 mm. To wskazuje, że zniszczenie elementu pomimo budowy segmentowej oraz schematu statycznego nie miało charakteru czystego zginania, ale zauważalny jest również wpływ ścinania.

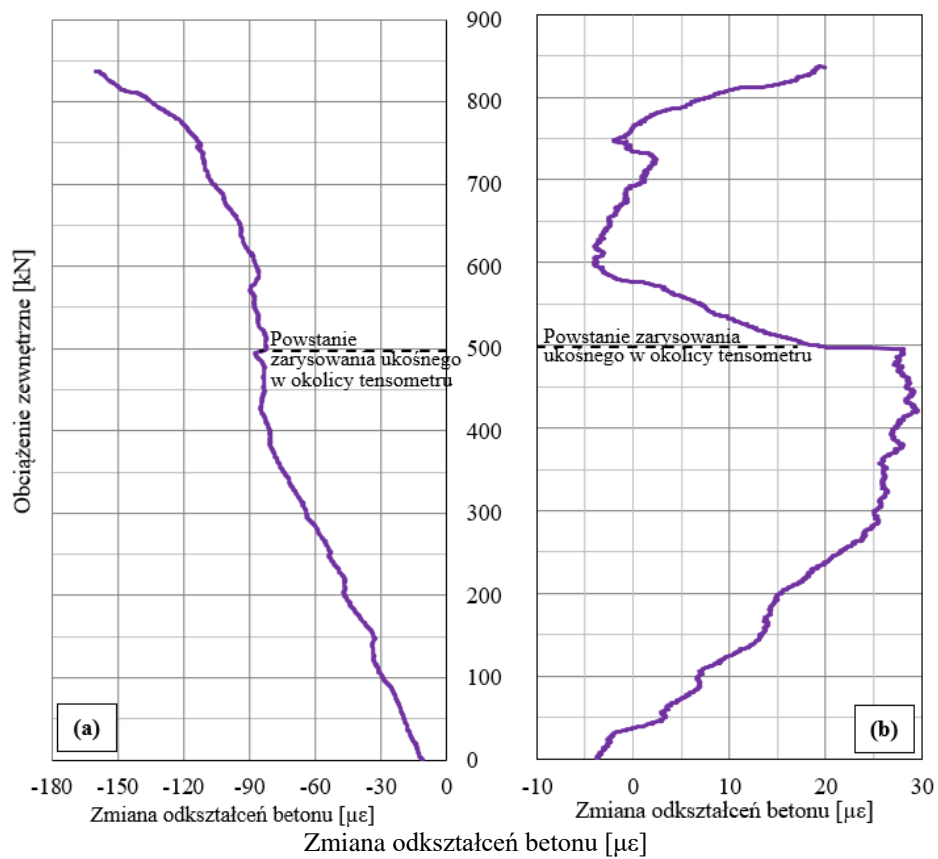
Rysunek 25 przedstawia wykresy zmian odkształceń betonu w funkcji obciążenia zewnętrznego zarejestrowanych tensometrycznie. Na wykresach zmian odkształceń betonu rejestrowanych na wydzielonym krzyżulcu ściskanym (rys. 25a) oraz zmian odkształceń prostopadłych do krzyżulca (rys. 25b) wyraźnie widać moment wydzielenia krzyżulca betonowego, w chwili pojawienia się pierwszej rysy ukośnej po stronie pomiarów tensometrycznych przy obciążeniu siłą 498,9 kN. Moment pojawienia się rysy ukośnej przy tensometrze jest również zgodny z obserwacjami metodą DIC (patrz – fot. 15).



Fot. 15. Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 3-0.



Rys. 24. Rozwój zarysowań w czasie badania – pomiar DIC.



Rys. 25. Wykres obciążenie – zmiana odkształceń betonu dla belki B 3-0, zarejestrowana przez tensometr: a) na osi ściskanego krzyżulca betonowego; b) \perp do osi krzyżulca ściskanego.

Przyrost odkształceń krzyżulca ściskanego od obciążenia zewnętrznego osiągnął wartość 161 $\mu\epsilon$. Przy założeniu średniego modułu sprężystości betonu $E_{cm} = 34,9$ GPa przyrost naprężeń ściskających w krzyżulcu betonowym wyniósł 5,6 MPa. Należy podkreślić, że jest to jedynie przyrost naprężeń ściskających na skutek obciążenia zewnętrznego i sumowany on powinien być z wielkością naprężeń ściskających pochodzących od sprężenia i obciążeń stałych.

W chwili zniszczenia elementu B 3-0 zaobserwowano niewielkie odspojenie zakotwień kabli sprężających od czoła belki, co wskazuje, że przy zniszczeniu doszło uwolnienia znacznej energii i najprawdopodobniej poślizgu kabli na ich długości.

B 2-0 Ścinanie z wysokim wskaźnikiem smukłości a/d

Element referencyjny B 2-0 przebadany został w schemacie statycznym o wskaźniku ścinania $a/d = 2,61$. Element wykazał pracę belkową, charakterystyczną dla wyższych smukłości ścinania – mechanizm zniszczenia elementu B 2-0 przedstawiono na fot. 16. Zniszczenie ścinająco-zginające nastąpiło po przyłożeniu obciążenia zewnętrznego $P_{exp} = 886,4$ kN, gdy doszło do zmiężdżenia betonu w półce ściskanej. Teoretyczna siła poprzeczna przy podporze, z uwzględnieniem ciężaru własnego wyniosła $V_{exp} = 583,6$ kN, a maksymalny moment zginający w przekroju przyłożenia siły, w chwili zmiężdżenia betonu w strefie ściskanej, wynosił $M_{exp} = 1157,4$ kNm. Krzyżulec betonowy został wydzielony przez dwie rysy ukośne nachylone pod kątem około 30 i 40°. Widoczne były również dwie rysy spowodowane zginaniem elementu – prostopadłe na dolnej półce i nachylone na środku pod niewielkim kątem w stronę punktu przyłożenia obciążenia.

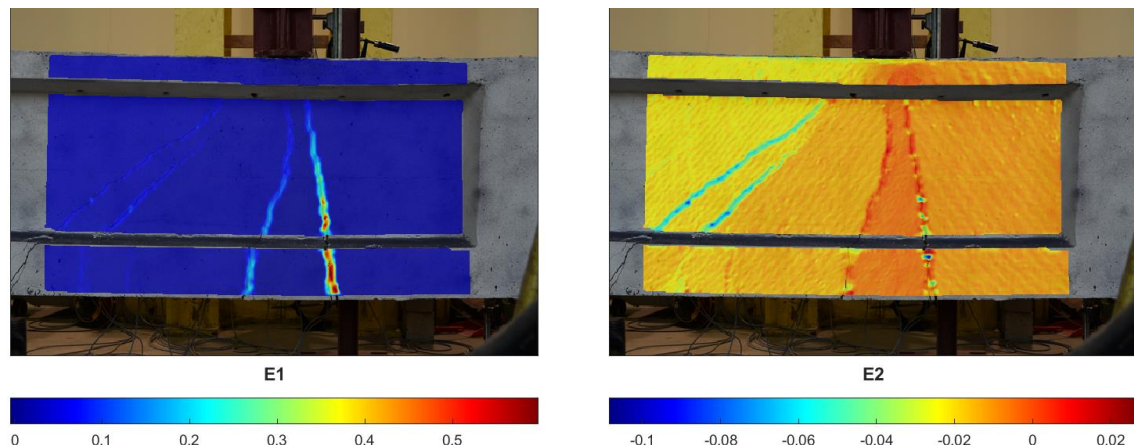
Propagacja zniszczenia nastąpiła w przekroju przyłożenia siły w wyniku wyboczenia prętów ściskanych w półce górnej elementu oraz zmiężdżenia betonu w strefie ściskanej (patrz – fot. 16). Schemat zniszczenia belki B 2-0 można sklasyfikować jako interakcja zginania ze ścinaniem.



Fot. 16. Widok elementu B 2-0 **a)** przed zniszczeniem, **b)** po odciążeniu – zmiężdżenie betonu w strefie ściskanej oraz zwrot sprężysty i zaciśnięcie zarysowań.

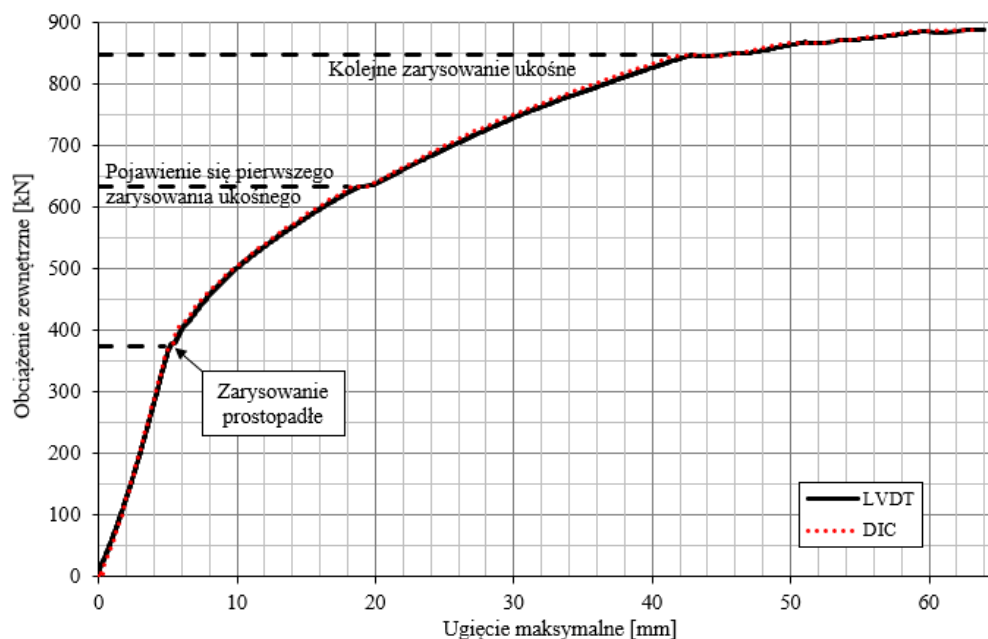
Duże przyrosty ugięć oraz rozwój zarysowań w końcowej fazie pracy sygnalizowały zniszczenie belki. Ugięcie elementu w przekroju przyłożenia siły w chwili zniszczenia wyniosło 62 mm (L/94). Pomimo zmiężdżenia betonu ściskanego, aktywna siła sprężająca w kablach wywołała redukcję odkształceń, zwrot sprężysty elementu oraz zaciśnięcie zarysowań po odjęciu obciążenia zewnętrznego (fot. 16). Mapy głównych odkształceń w chwili

zniszczenia (odpowiadające fot. 16a) przedstawiono na fot. 17. E1 określa dodatnie odkształcenia główne (wydłużenie), natomiast E2 odkształcenia główne, prostopadłe do E1.



Fot. 17. Mapy głównych odkształceń dla belki B 2-0 odpowiadające fot. 16a.

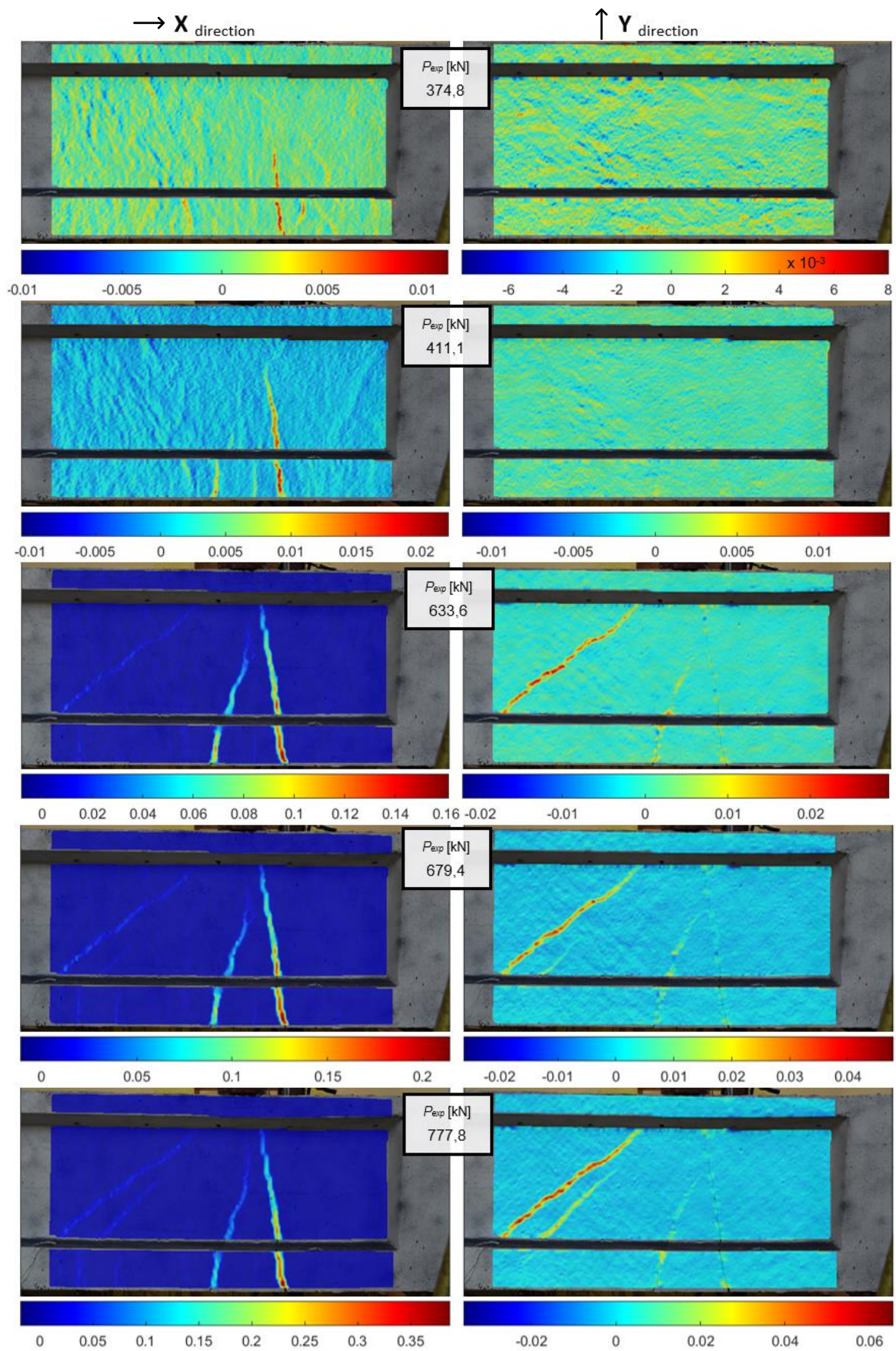
Wykres maksymalnego ugięcia belki B 2-0 w zależności od obciążenia zewnętrznego przedstawiono na rys. 26.



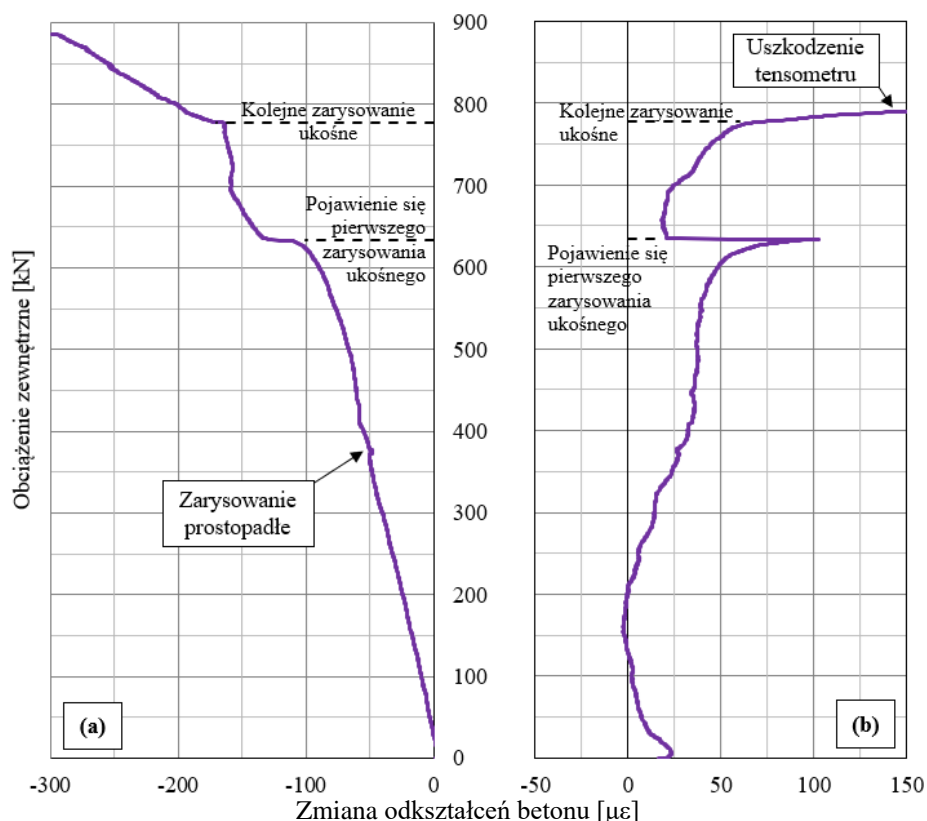
Rys. 26. Wykres ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla belki B 2-0.

Pierwsze zarysowanie prostopadłe pojawiło się po przyłożeniu obciążenia $P_{cr} = 374,8$ kN wywołującego siły wewnętrzne: $V_{cr} = 254,7$ kN oraz $M_{cr} = 499,6$ kNm, natomiast przy oddziaływaniu obciążenia zewnętrznego 411,1 kN ($M = 546,3$ kNm oraz $V = 278,1$ kN) pojawiło się sąsiednie zarysowanie poprzeczne. Z pomiarów odkształceń metodą DIC wynika, że pierwsza rysa ukośna powstała po przyłożeniu siły $P = 633,6$ kN, wywołującej siły wewnętrzne: $V = 421,1$ kN oraz $M = 832,4$ kNm.

Fot. 18 przedstawia mapy odkształceń (podłużnych X, poprzecznych Y) w chwili pojawiania się kolejnych zarysowań podczas badania elementu B 2-0.



Fot. 18. Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 2-0.

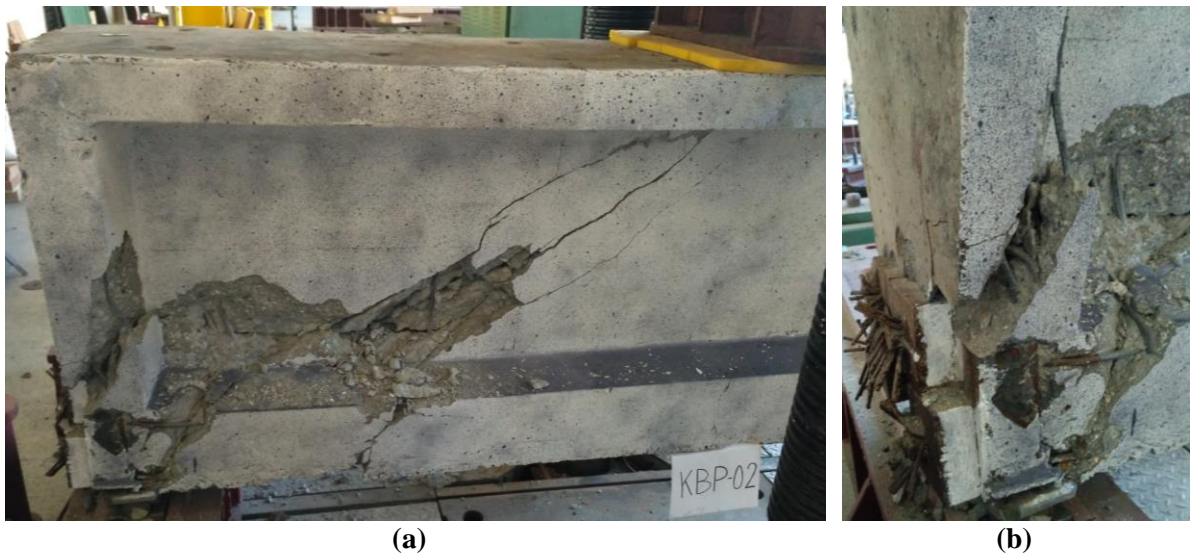


Rys. 27. Wykres obciążenie – zmiana odkształceń betonu dla belki B 2-0, zarejestrowana przez tensometr: **a)** na osi ściskanego krzyżulca betonowego; **b)** \perp do osi krzyżulca ściskanego.

Rys. 27 przedstawia wykres przyrostu odkształcenia rejestrowanego tensometrycznie w ściskanym krzyżulcu betonowym oraz w kierunku prostopadłym do krzyżulca, w funkcji obciążenia zewnętrznego. Na wykresach można zaobserwować moment powstania pierwszego zarysowania ukośnego oraz propagacji równoległej rysy ukośnej przy działaniu obciążenia 777,8 kN (por. mapy fot. 18). Następnie, następuje wyraźny przyrost odkształceń w krzyżulcu ściskanym w ostatniej fazie pracy elementu. Zarejestrowana w momencie zniszczenia wartość przyrostu odkształcenia w krzyżulcu ściskanym od obciążenia zewnętrznego wyniosła 299 $\mu\epsilon$. Przy założeniu średniego modułu sprężystości betonu $E_{cm} = 34,9$ GPa przyrost naprężeń ściskających w krzyżulcu betonowym wyniósł 10,4 MPa.

B 1-0 Ścinanie z niskim wskaźnikiem smukłości a/d

Badanie referencyjne belki B 1-0 wykonano w schemacie ścinania o wskaźniku $a/d = 1,57$. Podczas badania elementu, podstawowy system badawczy osiągnął limit obciążenia nie powodując zniszczenia elementu – belkę B 1-0 zniszczono na alternatywnym stanowisku wyposażonym w siłownik większej mocy. Badana belka przy niskim wskaźniku ścinania wykazała rozporowo-ściągową pracę w strefie podporowej i uległa zniszczeniu poprzez zmiężdżenie ściskanego krzyżulca betonowego (patrz – fot. 19). Zniszczenie nastąpiło po przyłożeniu siły $P_{exp} = 1234,7$ kN, czyli teoretyczna siła poprzeczna przy podporze, (z uwzględnieniem ciężaru własnego) wyniosła $V_{exp} = 983,9$ kN. Maksymalny moment zginający w przekroju przyłożenia siły, w chwili zniszczenia wyniósł $M_{exp} = 1177,1$ kNm. Zarysowania ukośne, wydzielające krzyżulce betonowe, przebiegały od punktu przyłożenia obciążenia, w kierunku podpory, pod kątem 35-40°. Pomiary odkształceń wykazały, że pierwsze zarysowanie ukośne nastąpiło po przyłożeniu siły $P_{cr} = 453,8$ kN, wywołującej siły wewnętrzne: $V_{cr} = 370,3$ kN oraz $M_{cr} = 440,9$ kNm.



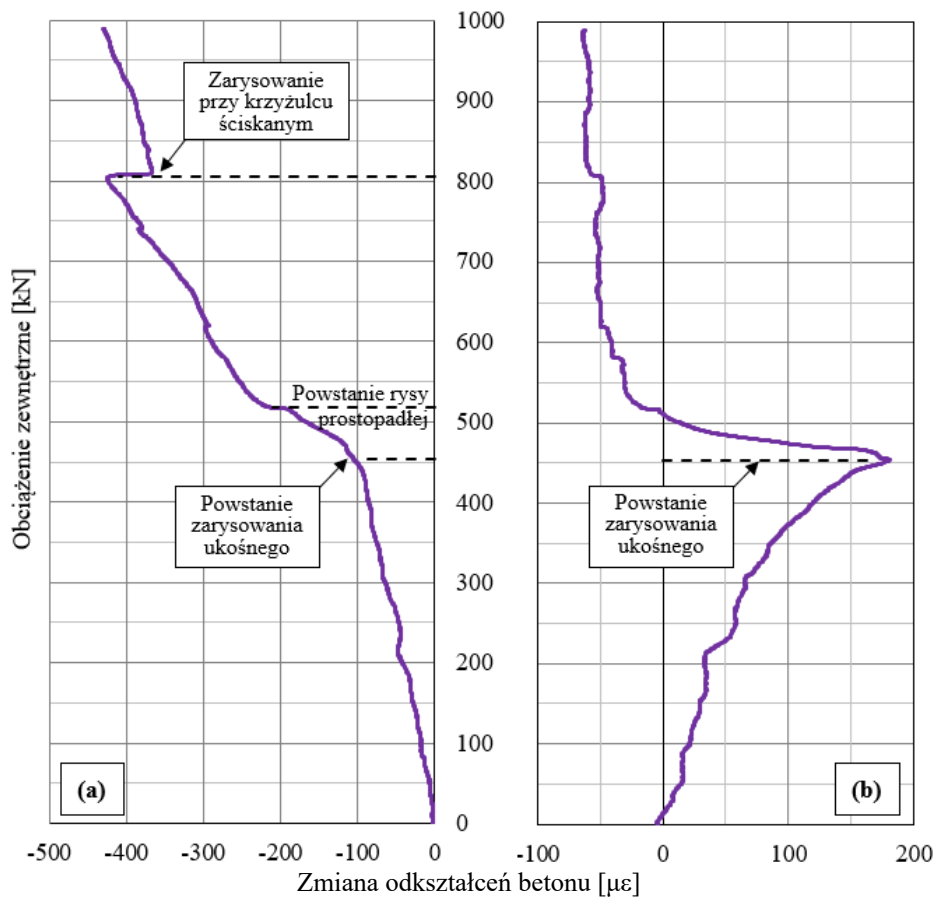
Fot. 19. Zniszczenie elementu B 1-0: **a)** zmiążdżenie ściskanego krzyżulca betonowego, **b)** deplanacja przekroju podporowego.

Na fot. 20 przedstawiono tensometr rejestrujący główne odkształcenia betonu w wydzielonym krzyżulcu betonowym. Rys. 28a przedstawia wykres zmian odkształceń ściskanego krzyżulca betonowego, w funkcji obciążenia zewnętrznego.



Fot. 20. Tensometr rejestrujący odkształcenia w wydzielonym ściskanym krzyżulcu betonowym

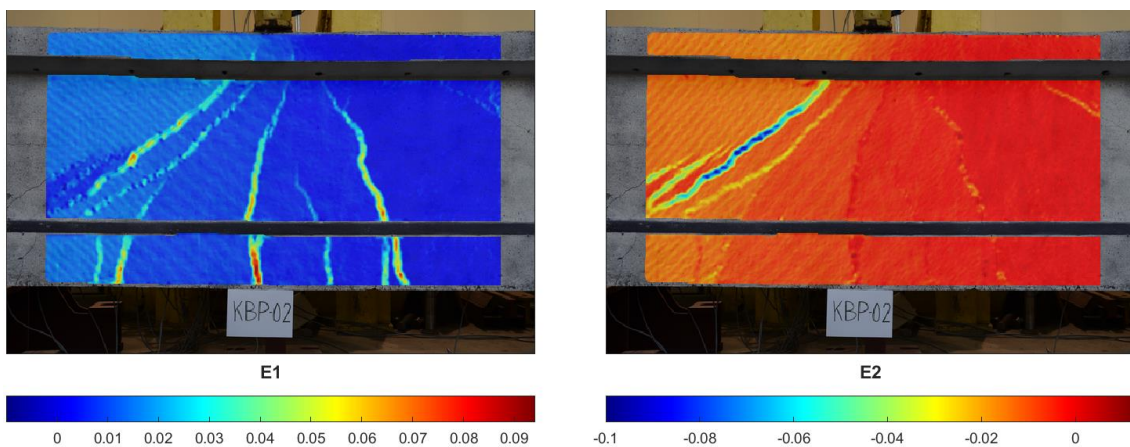
Na wykresach zmian odkształceń wyraźnie widać chwilę wydzielenia krzyżulca betonowego, która pokrywa się z momentem powstania zarysowania ukośnego zarejestrowanym w pomiarach DIC. Przy obciążeniu siłą 805,5 kN następuje nagły spadek odkształceń w krzyżulcu, może to być spowodowane powstaniem zarysowania w pobliżu czujnika lub zarysowaniem podłużnym samego krzyżulca betonowego. Ciągły pomiar odkształceń mógł być wykonany jedynie na podstawowym stanowisku badawczym. Widok elementu przed odciążeniem na podstawowym stanowisku badawczym oraz odpowiadającą mapę głównych odkształceń (dla obciążenia 990 kN) przedstawiono odpowiednio na fot. 21 i fot. 22. Przy zniszczeniu pomiar był odczytywany punktowo wraz z ciśnieniem prasy hydraulicznej. Zarejestrowany w momencie zniszczenia przyrost odkształceń od obciążenia zewnętrznego wyniósł 591 $\mu\epsilon$. Przy założeniu średniego modułu sprężystości betonu $E_{cm} = 34,9$ GPa przyrost naprężeń ściskających w krzyżulcu betonowym wyniósł 20,6 MPa.



Rys. 28. Wykres obciążenie – zmiana odkształceń betonu dla belki B 1-0, zarejestrowana przez tensometr: **a)** na osi ściskanego krzyżulca betonowego; **b)** \perp do osi krzyżulca ściskanego.



Fot. 21. Stan zarysowań belki B 1-0 przy działaniu obciążenia 990 kN.

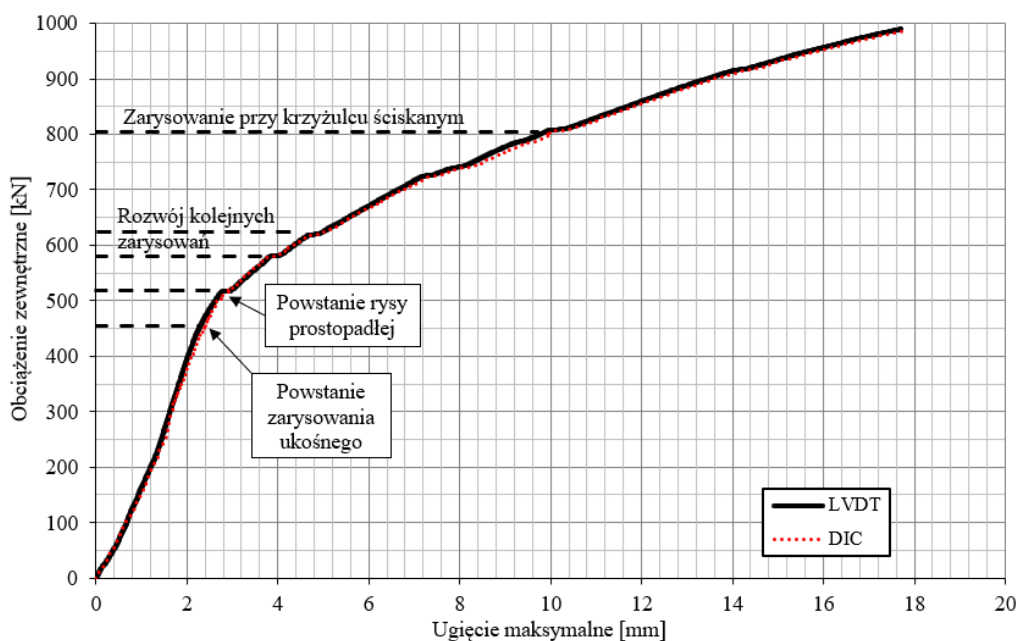


Fot. 22. Mapy głównych odkształceń belki B 1-0 przy działaniu obciążenia 990 kN.

Stan awaryjny elementu był sygnalizowany przez duże przyrosty ugięć w końcowej fazie pracy. Na rys. 29 przedstawiono wykres maksymalnego ugięcia belki B 1-0 w funkcji obciążenia zewnętrznego. Pomimo nie spełnienia warunku minimalnego zbrojenia poprzecznego, strzemiąca zapewniły stabilny rozwój rys ukośnych, które również sygnalizowały zniszczenie osiągając duże rozwarości. Przy osiągnięciu nośności belki, strzemiąca nie uległy zerwaniu – patrz fot. 23. Mapy odkształceń podłużnych i poprzecznych, uzyskane metodą DIC, w chwili pojawiania się kolejnych zarysowań przedstawiono na fot. 24.

Wyczerpanie nośności na ścinanie poprzez zniszczenie krzyżulca betonowego nastąpiło gwałtownie i towarzyszyło mu uwolnienie duże energii, która spowodowała deplanację przekroju w zniszczonej strefie przypodporowej (fot. 19b).

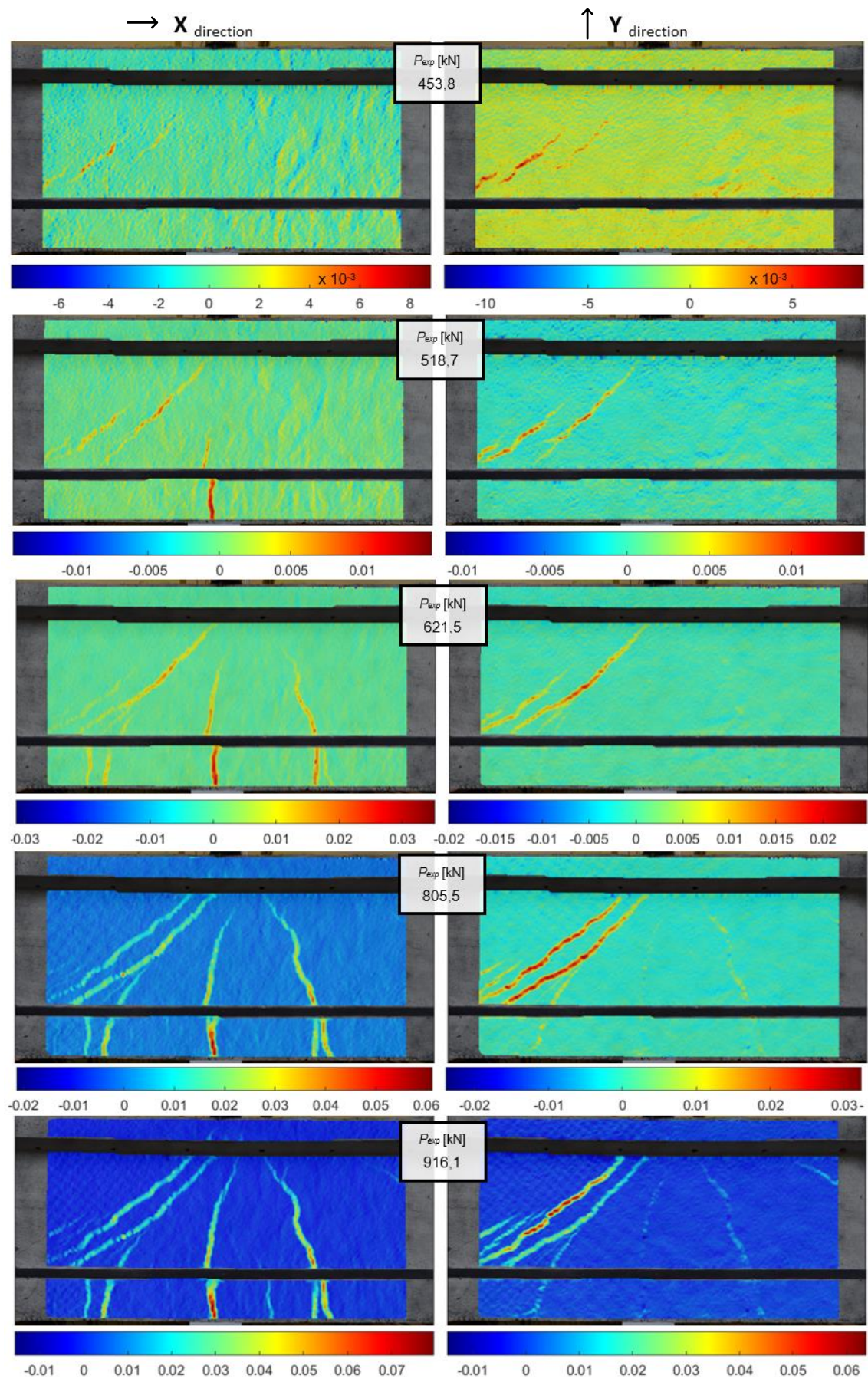
Po zniszczeniu elementu B 1-0 nie doszło do zerwania kabli ani nie zaobserwowano żadnego odspojenia bloków kotwiących, pomimo zniszczenia betonu w bezpośrednim sąsiedztwie czoła belki.



Rys. 29. Wykres ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla belki B 1-0.



Fot. 23. Widok strzemięcia w rejonie zmiażdżonego krzyżulca.



Fot. 24. Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 1-0.

4.1.4. Opis przebiegu badań ścinania belek z uszkodzonymi zakotwieniami

B 1-1a, B 1-1b Ścinanie z niskim wskaźnikiem smukłości a/d

Elementy B 1-1a i B 1-1b z uszkodzonym zakotwieniem górnego kabla sprężającego, zostały przebadane w schemacie statycznym o wskaźniku ścinania $a/d = 1,57$. Podobnie jak w przypadku badania referencyjnego B 1-0, elementy wykazały charakterystyczną dla niskiego wskaźnika ścinania pracę rozporowo-ściągową, a belki zniszczono przy użyciu prasy większej mocy na alternatywnym stanowisku badawczym. Do zniszczenia doszło w wyniku zmiżdżenia wydzielonego, ściskanego krzyżulca betonowego (patrz – fot. 25). Nośność elementów badanych bez zakotwienia górnego kabla sprężającego nie uległa znaczącej zmianie w stosunku do referencyjnego elementu B 1-0, badanego z zakotwionymi kablami. Obciążenie niszczące dla belki B 1-1a wyniosło $P_{exp1-1a} = 1193,7$ kN, natomiast dla belki B 1-1b $P_{exp1-1b} = 1270,7$ kN. Procentowy spadek nośności w odniesieniu do badania referencyjnego dla elementu B 1-1a wynosi 3,3%, natomiast w przypadku elementu B 1-1b nośność okazała się wyższa o 2,9% w odniesieniu do B 1-0.



Fot. 25. Zniszczony ściskany krzyżulec betonowy – badanie a) B 1-1a; b) B 1-1b.

Podczas badania elementu B 1-1a obciążenie powodujące zarysowanie przekroju P_{cr} wyniosło 487,4 kN. Pierwsze zarysowanie było zarysowaniem ukośnym przebiegającym od miejsca przyłożenia siły pod kątem około 35° . Rysa powstała wyniku interakcji momentu zginającego $M_{cr} = 472,5$ kNm oraz siły poprzecznej $V_{cr} = 396,7$ kN. Kolejne zarysowania ukośne można było zaobserwować przy oddziaływaniu siły zewnętrznej 620,2 kN (interakcja momentu zginającego 597,7 kNm oraz siły poprzecznej 501,1 kN). Wydzielony krzyżulec betonowy przebiegał pod kątem $30 - 40^\circ$ i przenosił obciążenie zewnętrzne bezpośrednio na podporę (fot. 25a). Do zniszczenia elementu B 1-1a doszło przez nagłe zmiżdżenie ściskanego krzyżulca betonowego przy interakcji momentu $M_{exp} = 1138,5$ kNm oraz siły $V_{exp} = 951,7$ kN. Zniszczeniu towarzyszyło uwolnienie się dużej ilości energii powodujące deplanację czoła belki oraz przemieszczenie elementu względem rysy ukośnej (fot 26a). W wyniku zniszczenia nie doszło do zerwania strzemion belki (fot. 26b).



Fot. 26. a) Deplanacja czoła belki i przemieszczenie względem rysy ukośnej, **b)** strzemiona w rejonie zmiażdżonego krzyżulca – badanie B 1-1a.

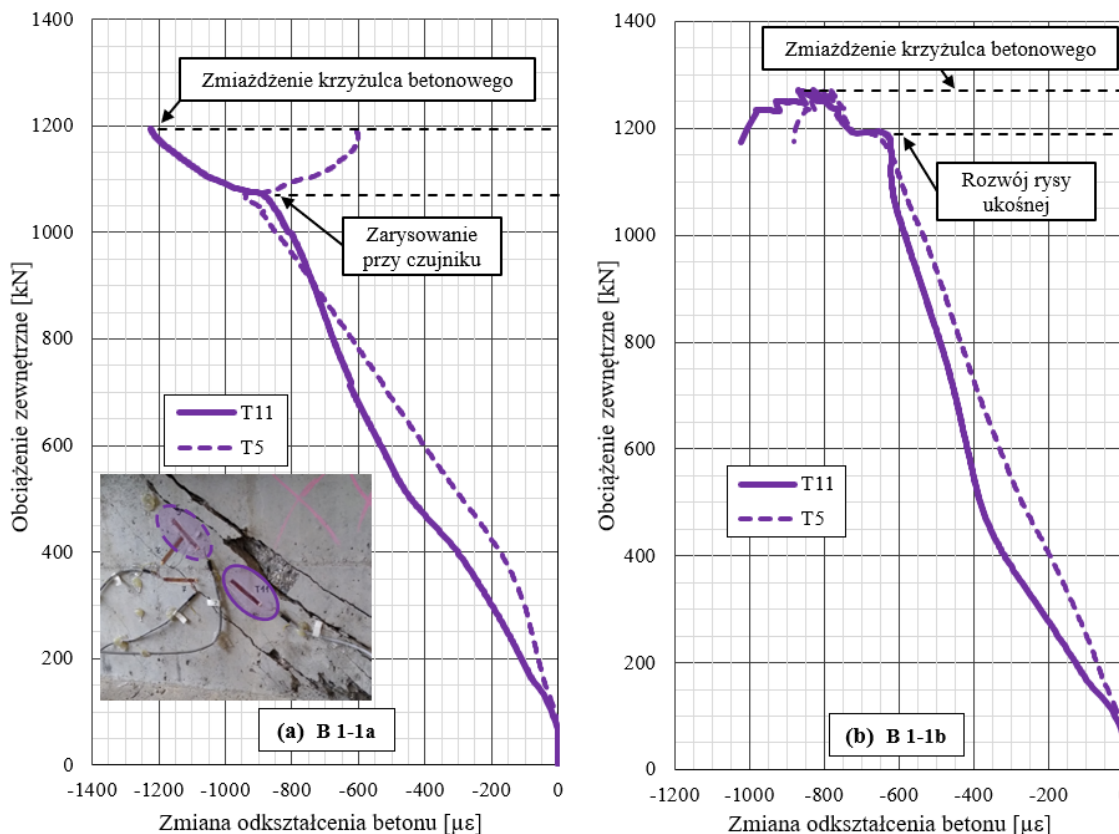
W przypadku badania elementu B 1-1b obciążenie zewnętrzne powodujące zarysowanie przekroju wyniosło $P_{cr} = 508,7$ kN ($M_{cr} = 492,6$ kNm oraz $V_{cr} = 413,5$ kN). Pierwsze zarysowanie również było zarysowaniem ukośnym i przebiegało od miejsca przyłożenia siły pod kątem około 35° . Przy interakcji momentu zginającego $585,3$ kNm oraz siły poprzecznej $490,7$ kN (obciążenie zewnętrzne $607,0$ kN) zainicjowane zostało zarysowanie prostopadłe w przekroju przyłożenia siły. Kolejna rysa ukośna tworząca krzyżulec betonowy powstała w wyniku oddziaływania obciążenia $734,9$ kN (interakcja momentu zginającego $705,9$ kNm oraz siły poprzecznej $591,2$ kN). Wydzielony krzyżulec betonowy przebiegał pod kątem $35 - 40^\circ$ i przenosił obciążenie zewnętrzne bezpośrednio na podporę (fot. 25b). W przypadku elementu B 1-1b powstało więcej (niż w B 1-1a) drugorzędnych zarysowań prostopadłych do osi elementu (patrz – fot. 27a) oraz rysa ukośna w kierunku dalszej podpory. Do zniszczenia belki B 1-1b doszło przez zmiażdżenie ściskanego krzyżulca betonowego przy interakcji momentu zginającego $M_{exp} = 1211,1$ kNm oraz siły poprzecznej $V_{exp} = 1012,2$ kN, jednakże zniszczenie nie było tak nagłe, jak zniszczenie elementów B 1-1a lub B 1-0. W wyniku zniszczenia nie doszło do zerwania strzemion belki (fot. 27b).



Fot. 27. a) Widok krzyżulca i towarzyszących rys prostopadłych, **b)** strzemiona w rejonie zmiażdżonego krzyżulca – badanie B 1-1b.

Podczas zniszczenia elementów B 1-1a oraz B 1-1b rejestrowano odkształcenia dwoma tensometrami umieszczonymi na kierunku ściskanego krzyżulca betonowego, przenoszącego

obciążenie bezpośrednio na podporę. Wykres zarejestrowanej zmiany odkształceń betonu przedstawiono na rys. 30. Przyrost odkształceń krzyżulców belek B 1-1a oraz B 1-1b wyniósł odpowiednio $1225 \mu\epsilon$ i $1023 \mu\epsilon$. Zatem szacowany przyrost naprężeń ściskających w krzyżulcu betonowym wyniósł odpowiednio $42,8 \text{ MPa}$ dla B 1-1a oraz $35,7 \text{ MPa}$ dla B 1-1b (zakładając $E_{cm} = 34,9 \text{ GPa}$).



Rys. 30. Zmiana odkształceń betonu krzyżulca ściskanego w zależności od obciążenia zewnętrznego podczas badania **a)** B 1-1a; **b)** B 1-1b.

B 1-2 Ścinanie z niskim wskaźnikiem smukłości a/d

Element B 1-2 z odciętymi dolnymi zakotwieniami został przebadany w schemacie statycznym o wskaźniku ścinania $a/d = 1,57$. Badany element wykazał charakterystyczną dla niskiego wskaźnika ścinania pracę rozporowo-ściągową. W przeciwieństwie do pozostałych badań w analogicznym schemacie statycznym (opisanych powyżej) do zniszczenia nie doszło w wyniku zmiężdżenia krzyżulca betonowego, natomiast wystąpiło zniszczenie ścinająco-poślizgowe. Pomimo dobrej jakości iniekcji i pełnej transmisji siły sprężającej (porównaj p. 4.2 i 4.4), dolne kabły w momencie zniszczenia uległy poślizgowi ponad 70 mm (fot. 28) i tym samym utraciły całą siłę sprężającą. Następnie doszło do zerwania dolnego zbrojenia pasywnego (fot. 29a), natomiast, bezpośrednio przed zniszczeniem, do zerwania drutów dwóch dolnych zakotwionych w drugim rzędzie kabli (fot. 29b). Jedynie w przypadku badanego elementu B 1-2 trwałe odkształcenia nie zostały zredukowane po odjęciu obciążenia zewnętrznego – zmiana ugięcia po odciążeniu wyniosła 1 mm. Można przez to wnioskować, że w wyniku poślizgu kabli z odciętymi zakotwieniami oraz zerwania zakotwionych dolnych kabli, siła sprężająca była aktywna jedynie w kablu sprężającym w półce górnej.



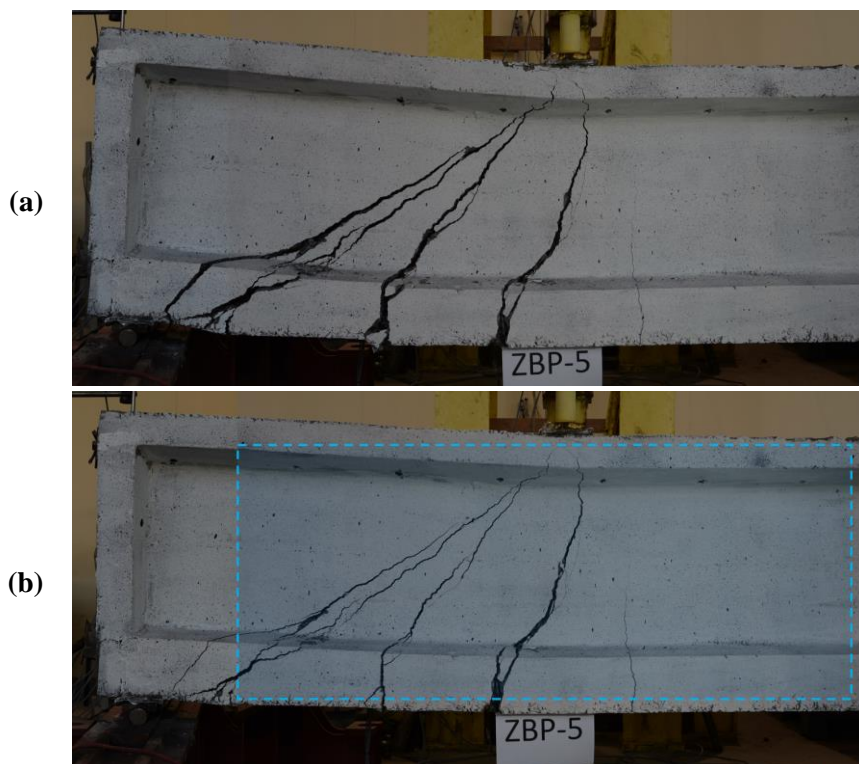
Fot. 28. a) Czoło belki B 1-2 przed badaniem, b) poślizg kabli sprężających wraz z iniekcją cementową.



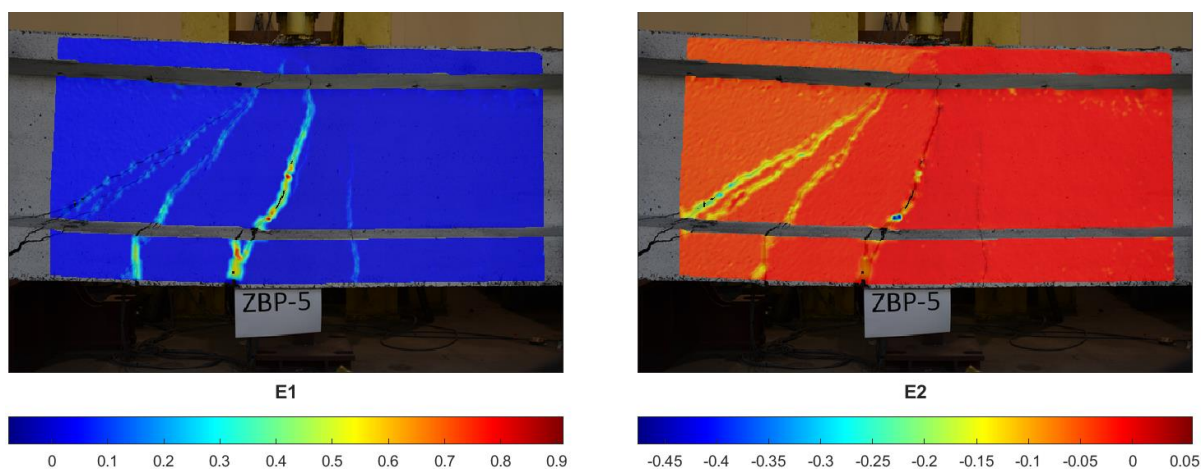
Fot. 29. a) Zerwany dolny pręt zbrojeniowy, b) zerwane druty kabli – badanie B 1-2.

Widok belki, obrazujący schemat zniszczenia elementu B 1-2 przedstawiono na fot. 30a. Dla odniesienia, fot. 30b przedstawia widok belki bezpośrednio przed zniszczeniem. Do momentu poślizgu i zerwania kabli zniszczenie badanej belki przebiegało plastycznie i było wyraźnie sygnalizowane przez powstające zarysowania (zarówno ukośne jak i prostopadłe) oraz znaczne ugięcia. Na fot. 31 przedstawiono mapy głównych odkształceń belki w chwili poprzedzającej zniszczenie (odpowiadające fot. 30b).

Nośność elementu badanego bez zakotwień dwóch dolnych kabli sprężających znacząco spadła w stosunku do referencyjnego elementu B 1-0, badanego z zakotwionymi kablami. Obciążenie niszczące dla belki B 1-2 wyniosło $P_{exp1-2} = 952,3$ kN, więc procentowa redukcja nośności w odniesieniu do badania B 1-0 wyniosła 22,9%. Do zniszczenia ścinająco-poślizgowego belki B 1-2 doszło przy interakcji momentu $M_{exp} = 910,9$ kNm oraz siły tnącej $V_{exp} = 762,0$ kN.

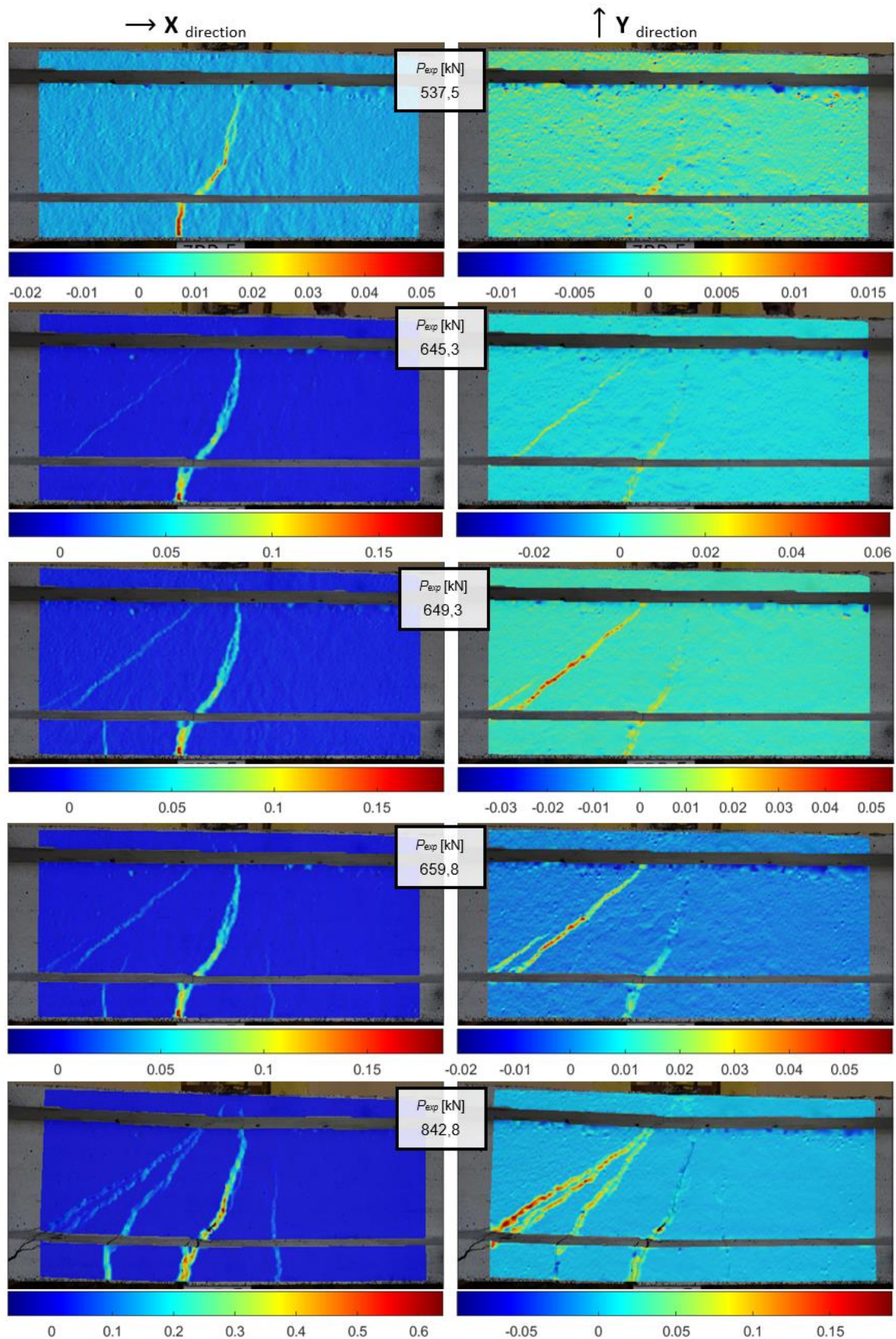


Fot. 30. a) Zniszczenie ścinająco-poślizgowe w przypadku elementu B 1-2, b) zarysowania sygnalizujące zniszczenie belki.



Fot. 31. Mapy głównych odkształceń dla belki B 1-2 odpowiadające fot. 30b.

Mapy zmian odkształceń podłużnych oraz poprzecznych, obrazujące propagację zarysowań belki B 1-2 przedstawiono na fot. 32. Siła rysująca w przypadku badania elementu B 1-2 wyniosła $P_{cr} = 537,5$ kN. Pierwsze zarysowanie przebiegało prostopadle w półce dolnej i pod niewielkim kątem w środku – skierowane w miejsce przyłożenia siły. Rysa powstała wyniku interakcji momentu zginającego $M_{cr} = 519,8$ kNm oraz siły poprzecznej $V_{cr} = 436,1$ kN. Rysujące siły przekrojowe były najwyższe wśród elementów badanych w analogicznym schemacie statycznym. Może to wskazywać na wysoki poziom sprężenia przekazany na beton w miejscu przyłożenia siły (tj. 1,2 m od podpory) poprzez poprawnie wykonaną iniekcję kanałów kablowych, pomimo utraty zakotwienia dwóch dolnych kabli.



Fot. 32. Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 1-2.

Kolejne zarysowanie było zarysowaniem ukośnym przebiegającym bezpośrednio w kierunku podpory pod kątem 40° . Do zarysowania doszło w wyniku oddziaływania siły

zewnątrznej 645,3 kN (interakcja momentu zginającego 621,4 kNm oraz siły poprzecznej 520,8 kN). Bezpośrednio po zarysowaniu ukośnym przy oddziaływaniu siły 649,3 kN, powstało zarysowanie poprzeczne w półce dolnej pomiędzy istniejącymi już zarysowaniami w odległości około 350 mm. Przy wyższym poziomie obciążenia rysa rozwinęła się w środku, przebiegając pod kątem około 50° do miejsca przyłożenia siły. Dalej, po drugiej stronie siłownika, pojawiło się kolejne zarysowanie półki dolnej. Z uwagi na oddziaływanie niższej siły poprzecznej była to rysa prostopadła. Zarysowanie zainicjowała siła zewnętrzna 659,8 kN (interakcja momentu zginającego 635,1 kNm oraz siły poprzecznej 155,2 kN). Zasięg rysy w chwili zniszczenia, obejmował około połowę wysokości belki.

B 2-1a, B 2-1b Ścinanie z wysokim wskaźnikiem smukłości a/d

Elementy B 2-1a i B 2-1b zostały przebadane w schemacie statycznym o wskaźniku ścinania $a/d = 2,61$. Podobnie jak w przypadku badania referencyjnego B 2-0, przeprowadzonego w analogicznym schemacie statycznym, przy jednakowym wskaźniku ścinania, elementy wykazały pracę belkową. Nośność elementów pracujących bez zakotwienia górnego kabla sprężającego nie uległa znaczącej zmianie w stosunku do elementu B 2-0, badanego z zakotwionymi wszystkimi kablami. Obciążenie niszczące dla belki B 2-1a wyniosło $P_{exp2-1a} = 862,7$ kN, natomiast dla B 2-1b $P_{exp2-1b} = 825,1$ kN. Procentowa redukcja nośności elementów w odniesieniu do badania referencyjnego wynosi odpowiednio 2,7% dla B 2-1a oraz 6,9% dla B 2-1b.

W przypadku badania elementu B 2-1a obciążenie powodujące zarysowanie przekroju wyniosło $P_{cr} = 362,9$ kN. Z uwzględnieniem ciężaru własnego moment rysujący wynosi $M_{cr} = 484,3$ kNm. Pierwsze zarysowanie powstało w przekroju przyłożenia siły i przebiegało prostopadłe do osi elementu. Dalej dwie rysy ukośne przebiegały do miejsca przyłożenia siły pod kątem odpowiednio około 50 i 65° . Rysę ukośną biegnącą w kierunku bliższej podpory (rysa lewa – fot. 33) zainicjowało działanie siły zewnętrznej 442,8 kN (interakcja momentu zginającego 587,0 kNm oraz siły poprzecznej 298,4 kN). Zarysowanie ukośne w kierunku drugiej podpory (prawa – fot. 33) powstało przy oddziaływaniu siły 505,0 kN (interakcja momentu zginającego 667,0 kNm oraz siły poprzecznej 194,2 kN). W odległości około 0,5 m od podpory można było zaobserwować krzyżulec betonowy wydzielony w końcowej fazie pracy elementu przy oddziaływaniu siły zewnętrznej 749,6 kN. Rysy tworzące krzyżulec przebiegały pod kątem $35 - 40^\circ$. Do zniszczenia elementu B 2-1a doszło w wyniku interakcji momentu zginającego $M_{exp} = 1126,9$ kNm oraz siły poprzecznej $V_{exp} = 568,4$ kN. Schemat zniszczenia można określić jako niszczenie ścinająco-zginające.



(a)

Fot. 33. Zniszczenie ścinająco-zginające w przypadku elementu B 2-1a.



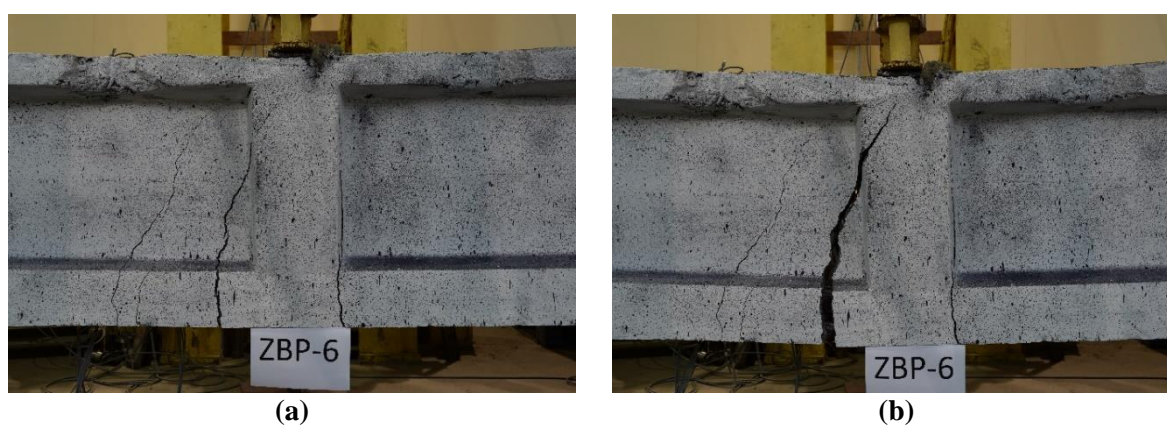
(b)

Fot. 34. Zniszczenie w wyniku zginania – badanie B 2-1b.

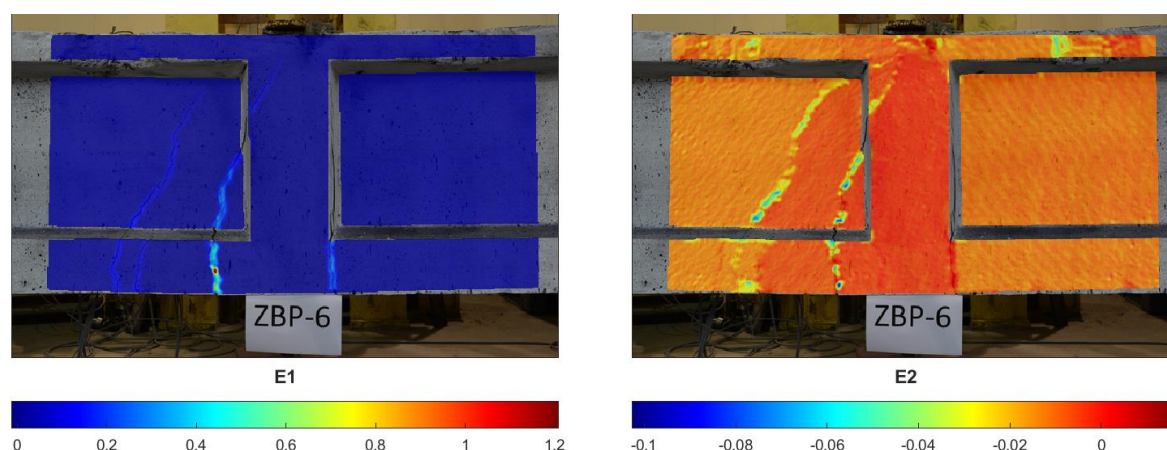
Pierwsze zarysowanie prostopadłe podczas badania elementu B 2-1b powstało przy oddziaływaniu siły zewnętrznej $P_{cr} = 379,9$ kN (moment rysujący wyniósł $M_{cr} = 506,2$ kNm). Zarysowanie w krótkim czasie miało zasięg wyraźnie ponad połowę wysokości przekroju, a szerokość rysy znacząco wzrastała. Przez długi czas przebiegu badania była to jedyna rysa, a jej rozwartość sięgała kilku milimetrów. Do zarysowania ukośnego doprowadziło obciążenie zewnętrzne 658,1 kN (interakcja $M = 863,8$ kNm oraz $V = 436,8$ kN). Zarysowania ukośne przebiegały pod kątem 40 i 50° w kierunku podpory i były wyraźnie drugorzędne, natomiast rozwartość rysy poprzecznej w chwili zniszczenia sięgała do 25 mm (fot. 34). Model zniszczenia elementu B 2-1b można zatem określić jako zginanie. Zniszczenie nastąpiło przy interakcji $M_{exp} = 1078,6$ kNm oraz $V_{exp} = 544,2$ kN.

B 3-2 Trójpunktowe zginanie

Belka B 3-2 z odciętymi dolnymi zakotwieniami kabli sprężających została przebadana w schemacie statycznym trójpunktowego zginania z obciążeniem skupionym w środku rozpiętości – wskaźnik ścinania $a/d = 3,66$. Do zniszczenia elementu doszło w wyniku zginania, podobnie jak w referencyjnym badaniu B 3-0. Należy jednak pamiętać, że badanie referencyjne przeprowadzone było na belce składanej z segmentów – w B 3-0 krytyczna była rysa otwierająca styk segmentów w środku rozpiętości, w B 3-2 rysa niszcząca podobnie przebiegała w środku rozpiętości pod niewielkim kątem (patrz – fot. 35). Przy zniszczeniu rysa osiągnęła szerokość ponad 8 mm. Fot. 36 przedstawia mapy głównych odkształceń belki bezpośrednio przed zniszczeniem (odpowiadające fot. 35a).



Fot. 35. Widok elementu B 3-2 **a)** bezpośrednio przed zniszczeniem, **b)** rozwój rysy krytycznej.



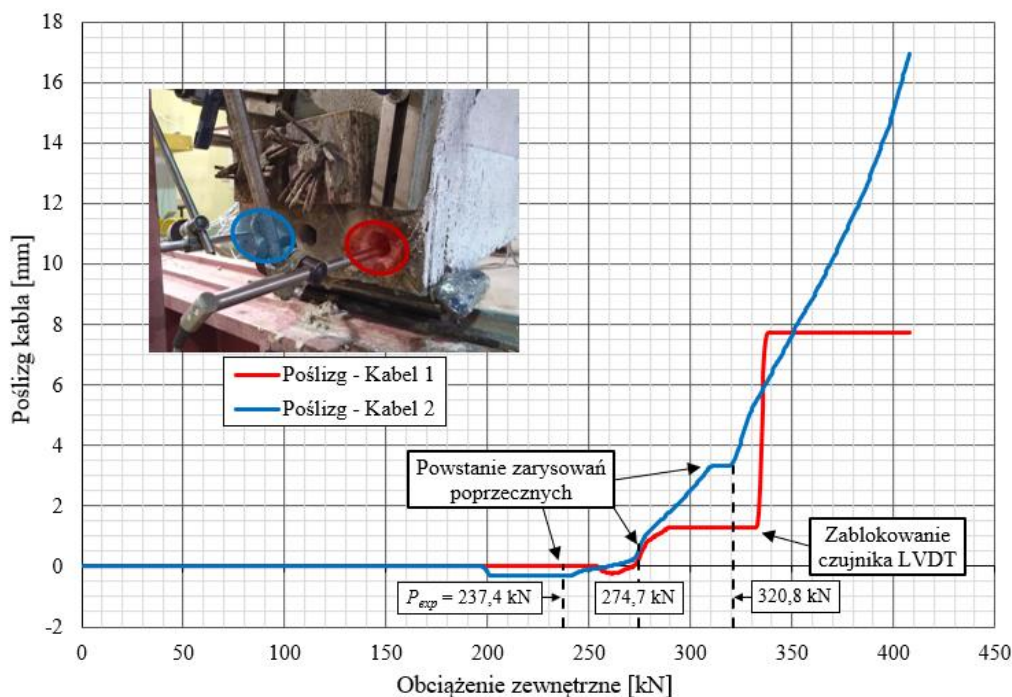
Fot. 36. Mapy głównych odkształceń dla belki B 3-2 przy oddziaływaniu obciążenia 406,1 kN.

Pierwsze zarysowanie poprzeczne elementu B 3-2 powstało w wyniku oddziaływania siły rysującej $P_{cr} = 237,4$ kN (interakcja momentu zginającego $M_{cr} = 351,6$ kNm oraz siły poprzecznej $V_{cr} = 132,5$ kN). Rysa przebiegała pionowo, wzdłuż krawędzi przepony rozszerzającej przekrój w środku rozpiętości belki.

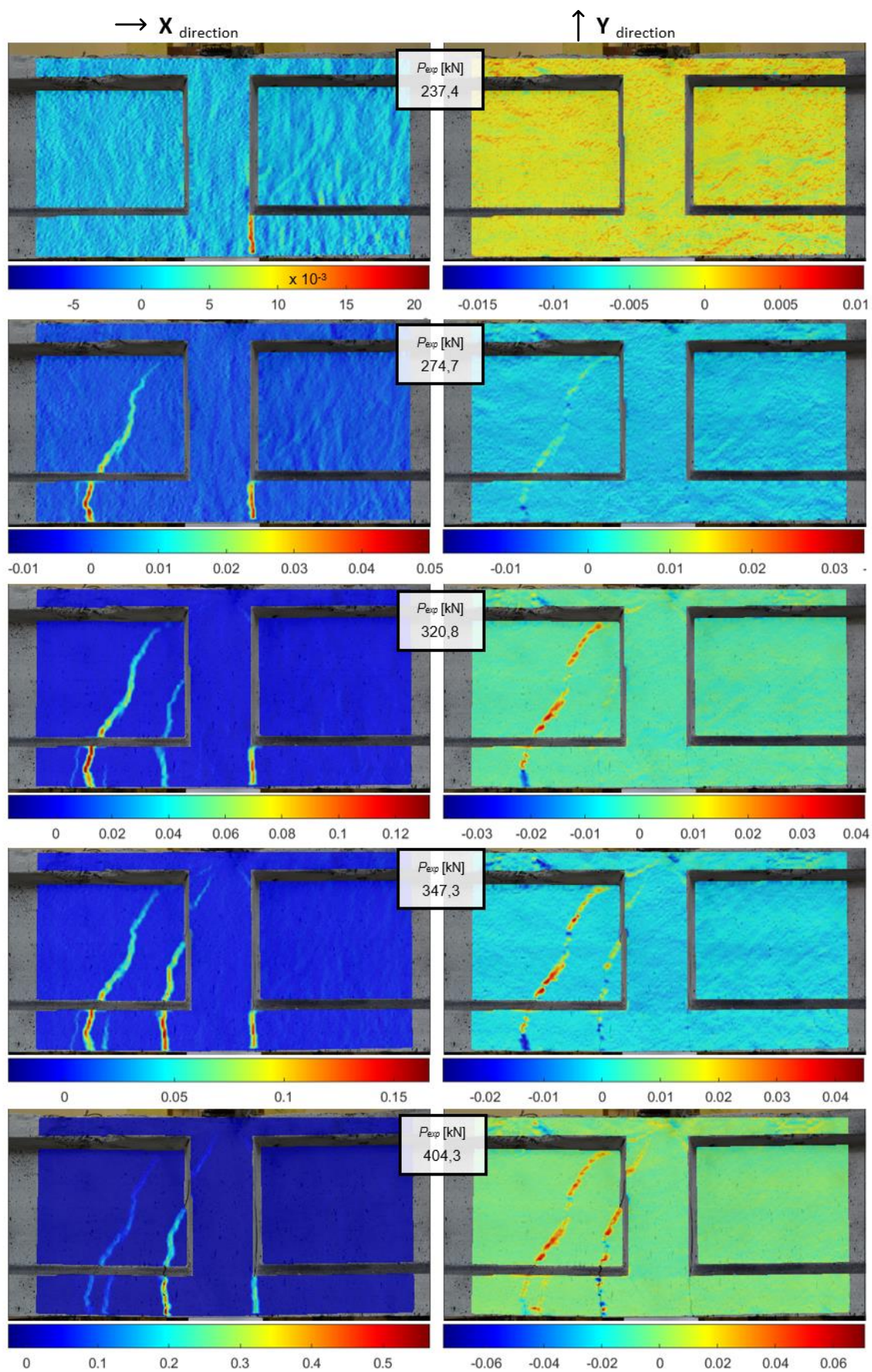
Następnie, w niewielkich odstępach czasowych powstały kolejne zarysowania blisko środka rozpiętości (siły odpowiednio 274,7 kN i 320,8 kN), sztywność elementu uległa znaczącej redukcji, zachodził poślizg kabli sprężających, a ugięcie belki bardzo szybko przyrastało. Mapy zmian odkształceń (podłużnych i poprzecznych), przedstawiające rozwój kolejnych zarysowań podczas badania B 3-2 przedstawiono na fot. 37.

Obciążenie niszczące w przypadku badania belki B 3-2 wyniosło $P_{exp3-2} = 407,6$ kN, więc procentowa degradacja nośności w odniesieniu do badania referencyjnego B 3-0 wyniosła 51,3%. Do zniszczenia elementu B 3-2 doszło w wyniku interakcji momentu zginającego $M_{exp} = 910,9$ kNm oraz siły poprzecznej $V_{exp} = 762,0$ kN.

Podczas zniszczenia belki doszło do zerwania dolnego zbrojenia pasywnego. Natomiast nie nastąpiło zerwanie żadnego z kabli, jednakże w wyniku złej jakości iniekcji kanałów kablowych elementu B 3-2 kable z odciętymi zakotwieniami uległy znaczącemu poślizgowi. Pomimo wypełnienia kanałów kablowych w bardzo małym stopniu (porównaj – p. 4.2 i 4.4) do poślizgu drutów doszło dopiero w wyniku obciążenia 274 kN, zatem po pojawieniu się zarysowań. W fazie pracy elementu zarysowanego zachodził ciągły przyrost poślizgu kabli. W momencie zniszczenia, poślizg kabli przekroczył 16 mm (ponad wślizg, który nastąpił w chwili odcięcia zakotwień – p. 4.2.7), a kable nie współpracowały już z przekrojem elementu. Wykres poślizgu niezakotwionych kabli sprężających w funkcji obciążenia zewnętrznego podczas badania belki B 3-2 przedstawiono na rys. 31.



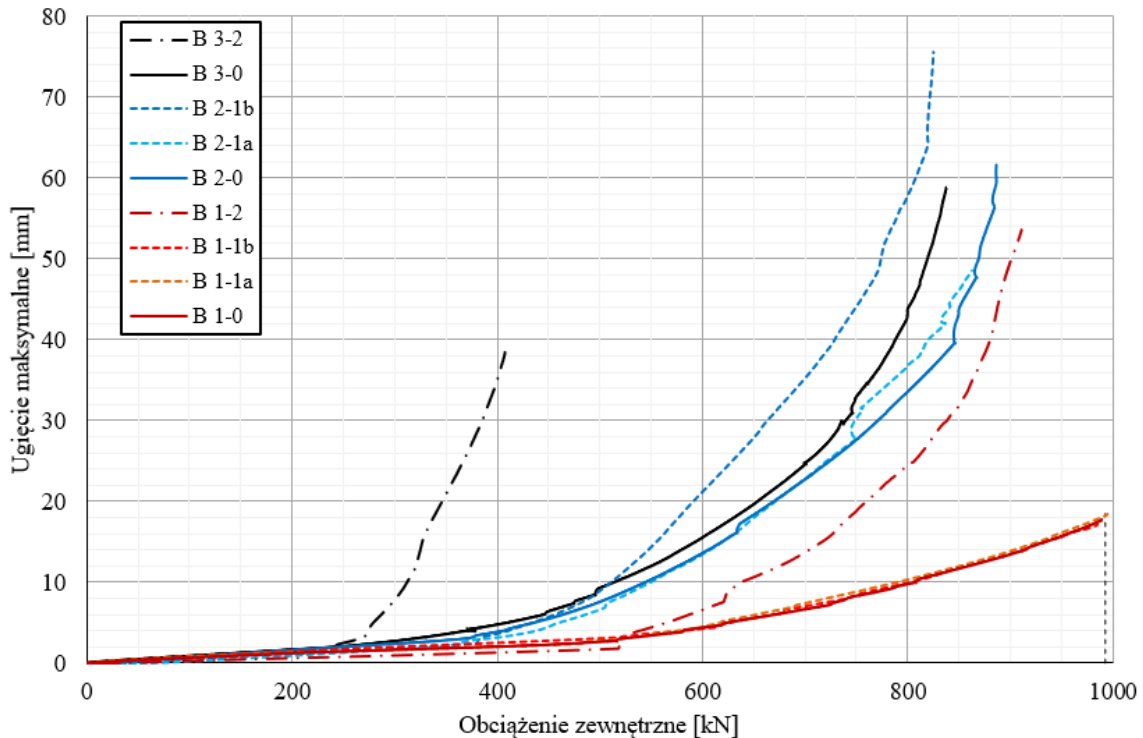
Rys. 31. Wykres poślizgu kabla – obciążenie zewnętrzne podczas obciążenia elementu B 3-2.



Fot. 37. Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 3-2.

4.1.5. Zestawienie wyników badań ścinania

Na rysunku 32 zestawiono wykresy ugięcia maksymalnego dla wszystkich badanych belek, w funkcji obciążenia zewnętrznego. Linia ciągła wykresu odnosi się do badań referencyjnych, linia przerywana do badań elementów z jednym odciętym zakotwieniem, natomiast linia punktowa dla elementów badanych z dwoma odciętymi zakotwieniami. Kolory wykresów natomiast rozgraniczają różne schematy statyczne badań.



Rys. 32. Zestawienie wykresów ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla wszystkich badanych belek.

Należy zwrócić uwagę, że dla elementów badanych w schemacie statycznym oznaczonym B 1 o smukłości ścinania $a/h = 1,5$ (z wyłączeniem belki B 1-2) osiągnięto limit obciążenia podstawowej prasy hydraulicznej wynoszący 1000 kN.

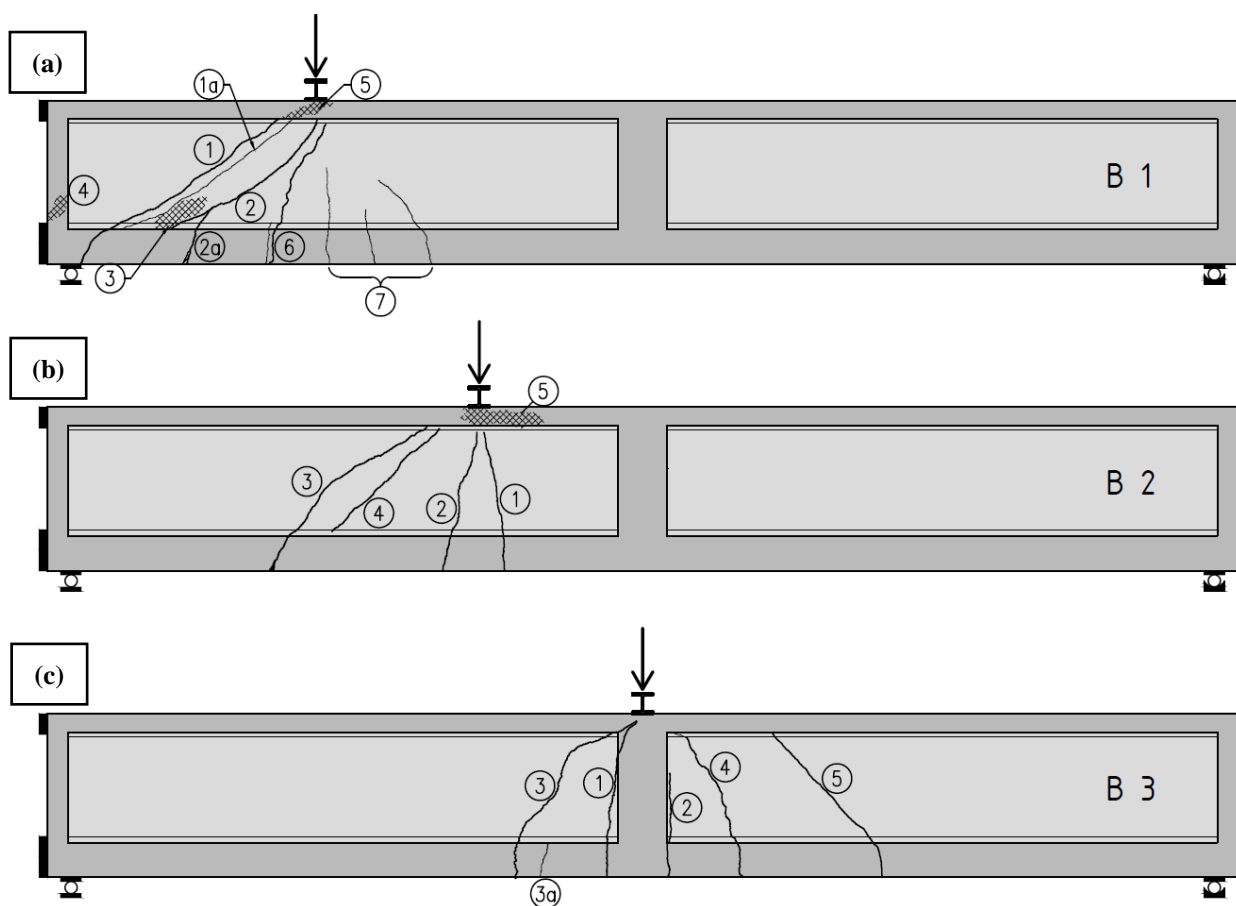
W tabeli 19 zestawiono siły niszczące dla poszczególnych elementów oraz odpowiadające im maksymalne siły przekrojowe. Tabelę uzupełniono o procentową zmianę siły niszczącej dla badań elementów z uszkodzonymi zakotwieniami kabli sprężających, w odniesieniu do badania referencyjnego o analogicznym schemacie statycznym.

Tabela 19. Niszczące siły przekrojowe, model zniszczenia badanych belek oraz zmiana nośności P_{exp} .

Oznaczenie elementu	P_{exp}	M_{max}	V_{max}	Model zniszczenia	Zmiana P_{exp}
	[kN]	[kNm]	[kN]		
B 1-0	1234,7	1177,1	983,9	Ścinanie - krzyżulec	–
B 1-1a	1193,7	1138,5	951,7	Ścinanie - krzyżulec	- 3,3%
B 1-1b	1270,7	1211,1	1012,2	Ścinanie - krzyżulec	+ 2,9%
B 1-2	952,3	910,9	762,0	Ścinająco - poślizgowy	- 22,9%
B 2-0	886,4	1157,4	583,6	Ścinająco - zginający	–
B 2-1a	862,7	1126,9	568,4	Ścinająco - zginający	- 2,7%
B 2-1b	825,1	1078,6	544,2	Zginanie	- 6,9%
B 3-0*	837,7	1192,1	432,6	Ścinająco - zginający	–
B 3-2	407,6	589,9	217,6	Zginanie	- 51,3%

Modele zniszczenia badanych belek można rozróżnić poprzez osobliwą morfologię rys dla każdego przypadku. Rysunek 33 przedstawia zestaw schematów zarysowań, które wystąpiły w badanych schematach statycznych. Odpowiednio na rys. 33a – elementy badane w schemacie statycznym oznaczonym B 1, na rys. 33b – elementy B 2 oraz na rys. 33c – elementy B 3.

W tabeli 20 zestawiono obciążenia rysujące dla poszczególnych elementów oraz odpowiadające im maksymalne siły przekrojowe dla przeprowadzonych badań niszczących. Ponadto zestawiono schemat zarysowań w nawiązaniu do rys. 33. Pogrubione oznaczenia zarysowania reprezentują rysę krytyczną lub zjawisko prowadzące do zniszczenia badanego elementu.

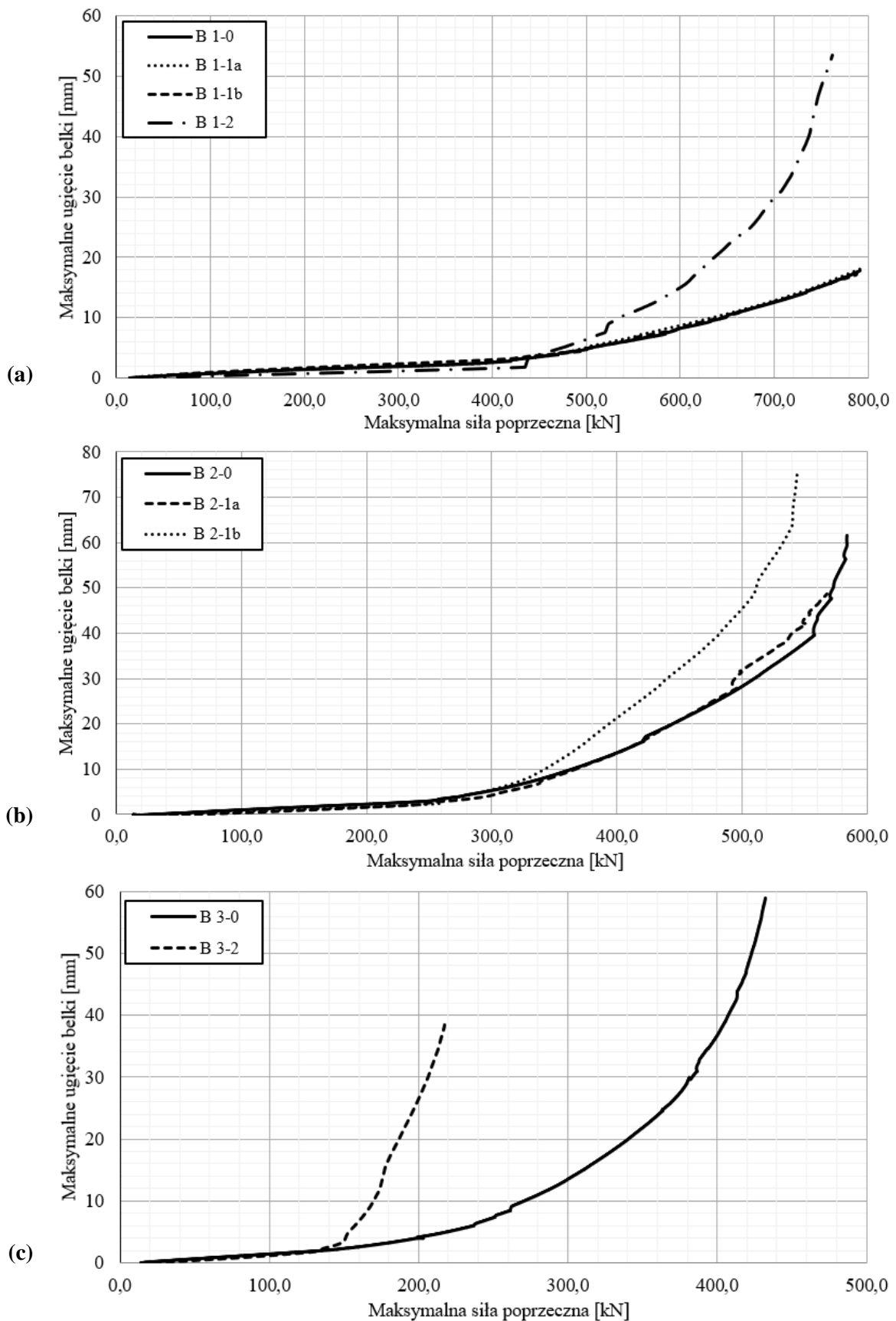


Rys. 33. Schemat zarysowania elementów badanych w różnych schematach statycznych: **a)** ścinanie o niskiej smukłości (B 1), **b)** ścinanie o wysokiej smukłości (B 2), **c)** trójpunktowe zginanie (B 3).

Tabela 20. Siły rysujące oraz schemat zarysowań towarzyszący zniszczeniu badanych belek.

Oznaczenie elementu	P_{cr}	M_{cr}	V_{cr}	Towarzyszący schemat zarysowań
	[kN]	[kNm]	[kN]	
B 1-0	453,8	440,9	370,3	B 1: 1, 1a, 2, 2a, 3, 4
B 1-1a	487,4	472,5	396,7	B 1: 1, 2, 2a, 3, 4, 7
B 1-1b	508,7	492,6	413,5	B 1: 1, 1a, 2, 3, 5, 7
B 1-2	537,5	519,8	436,1	B 1: 1, 1a, 2, 2a, 6, 7
B 2-0	374,8	499,6	254,7	B 2: 1, 2, 3, 4, 5
B 2-1a	362,9	484,3	247,1	B 2: 1, 2, 3
B 2-1b	379,9	506,2	258,0	B 2: 1, 4
B 3-0*	286,9	421,0	157,2	* B 3: 1, 2, 3, 3a, 4, 5
B 3-2	237,4	351,6	132,5	B 3: 1, 2, 3, 3a

Na rysunku 34 zestawiono wykresy maksymalnego ugięcia belek w funkcji maksymalnej siły poprzecznej odpowiednio dla schematu statycznego B 1, B 2 oraz B 3.



Rys. 34. Maksymalne ugięcie belki w funkcji siły poprzecznej dla schematów: a) B 1; b) B 2; c) B 3.

4.2. Badanie długości transmisji siły sprężającej w przypadku utraty zakotwienia mechanicznego

W badaniach przyjęto, że utratę zakotwienia mechanicznego kabli symuluje się przez odcięcie zakotwień kabli sprężających. Celem badania było zarejestrowanie długości transmisji siły sprężającej dla kabli wykonanych z wiązki równoległych drutów gładkich, umieszczonych w kanałach kablowych wypełnionych zaczynem cementowym. Długość transmisji siły sprężającej analizowano dla prostoliniowego kabla Freyssinet 12Ø5 mm, którymi sprężone były badane belki. Widok typowego kabla sprężającego Freyssinet 12Ø5 mm przedstawiono na fot. 38.



Fot. 38. Widok typowej wiązki drutów tworzących kabel sprężający 12Ø5 mm.

Badania długości transmisji siły sprężającej zrealizowane zostały na tych samych elementach badawczych co badania ścinania przedstawione w rozdziale 4.1. Zestawienie elementów badawczych podano w tabeli 21.

Tabela 21. Zestawienie elementów badawczych.

Typ badania	Oznaczenie elementu badawczego	Numer odcinanych zakotwień kabli	
0 – badanie wprowadzające	B 1-0*	nr I (górny)	
1 – odcięcie zakotwienia górnego kabla sprężającego	B 1-1a	nr I (górny)	
	B 1-1b		
	B 2-1a		
2 – odcięcie zakotwień dolnych kabli sprężających	B 2-1b	nr II i III (dolne)	
	B 1-2		
	B 3-2		

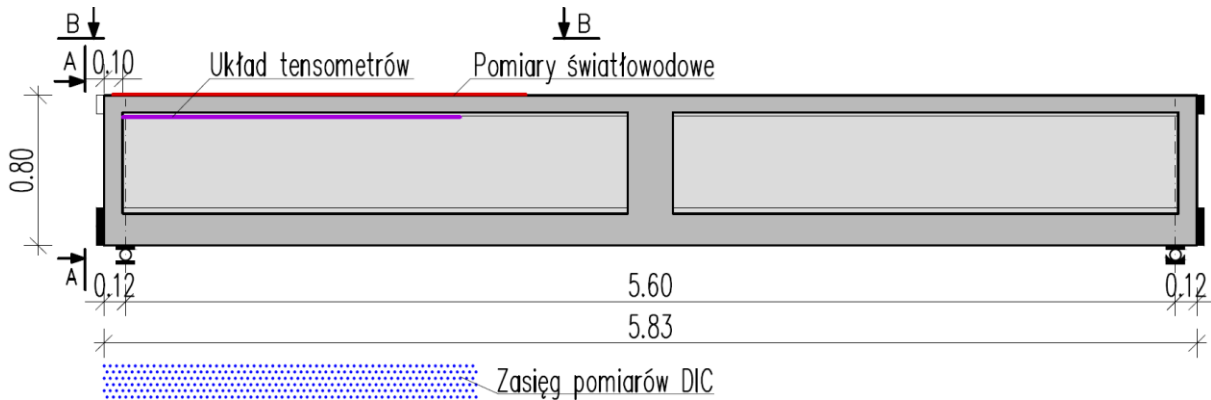
* Badanie B 1-0 jako jedyne zostało przeprowadzone na elemencie badawczym wcześniej zniszczonym w badaniu ścinania.

Badanie wprowadzające B 1-0, w przeciwieństwie do pozostałych badań długości transmisji było przeprowadzone na zniszczonym elemencie referencyjnym we wcześniejszym badaniu ścinania. Pozostałe badania długości transmisji siły sprężającej zostały wykonane na belkach zdemontowanych z konstrukcji, które po przeprowadzonym badaniu transmisji poddawano badaniu niszczącemu (w sytuacji utraty zakotwień kabli sprężających).

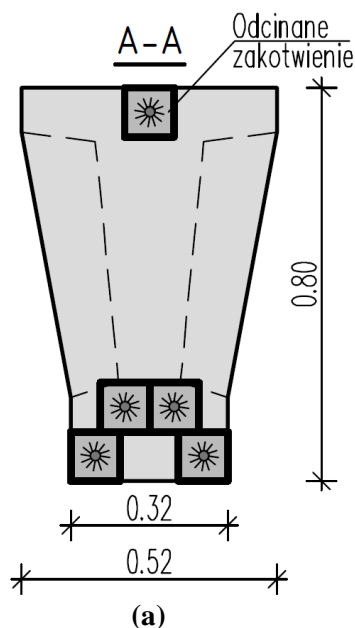
W związku z powyższym badanie długości transmisji siły sprężającej B 1-0 miało charakter pilotażowy, mający na celu weryfikację procedur badania oraz wybranie metod pomiarowych najbardziej odpowiednich do dalszych badań.

4.2.1. Przygotowanie do badań długości transmisji siły sprężającej

Podczas badania długości transmisji rejestrowano zmiany odkształceń betonu w rejonie kabla sprężającego z odcinanym zakotwieniem. W przypadku badania B 1-0 zastosowano cztery niezależne metody pomiarowe. Zmiany odkształceń mierzono tensometrami elektrooporowymi, pomiarami światłowodowymi metodą statyczną i dynamiczną (DOFS, HF DOFS) oraz pomiarami optycznymi (DIC). Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 35 i 36. Zastosowanie tak szerokiego spektrum metod pomiarowych w badaniu wprowadzającym miało na celu weryfikację możliwości stosowania poszczególnych metod, przy jednoczesnym zwiększeniu pewności uzyskanego wyniku.



Rys. 35. Schemat elementu badawczego B 1-0 z rozmieszczeniem punktów pomiarowych.



Rys. 36. Analizowany dźwigar kablobetonowy a) układ zakotwień (A-A, rys. 35); b) widok.

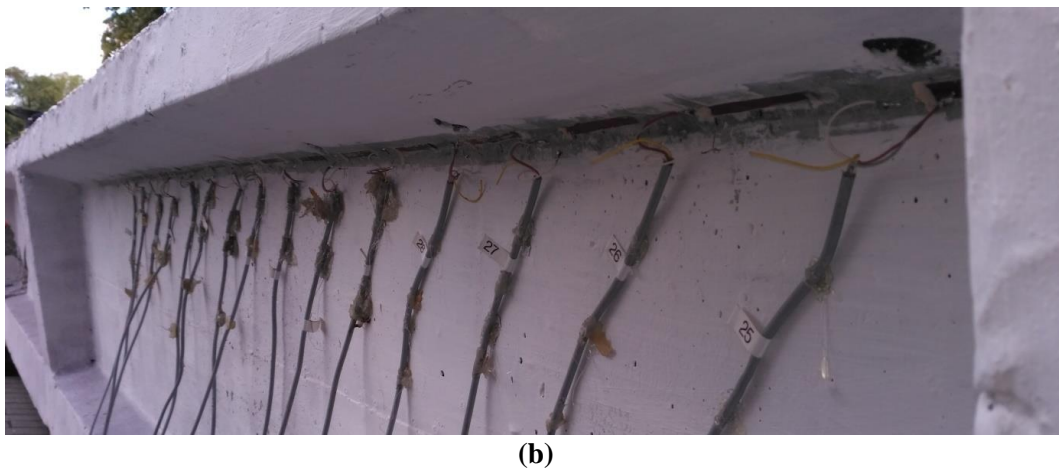
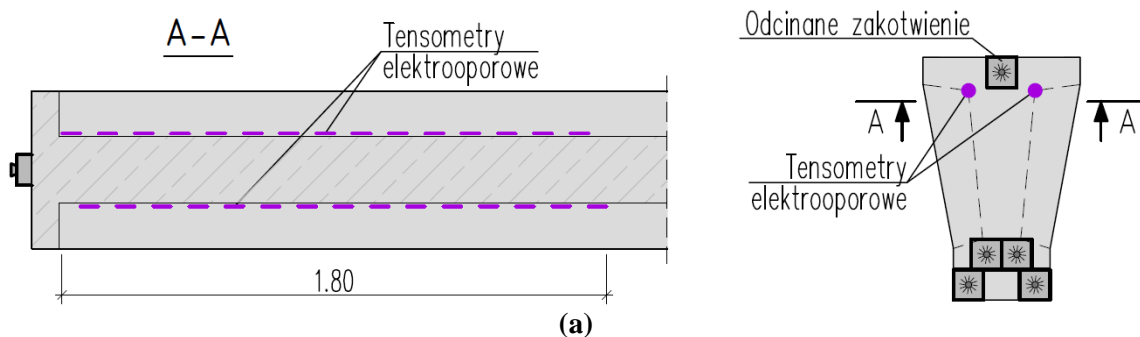
W badaniu wprowadzającym zaplanowano odcięcie zakotwienia górnego kabla sprężającego. Na górnej powierzchni półki górnej rozmieszczono czujniki światłowodowe DOFS (Distributed Optic Fibre Sensing). Była to powierzchnia zacierana, na której układano nadbeton do wyprofilowania toru suwnicy. Przy zastosowaniu czujników światłowodowych istotnym czynnikiem wpływającym na dokładność pomiaru jest ciągła, gładka powierzchnia, bez bruzd i uskoków. W celu maksymalnego wyeliminowania błędów pomiarowych DOFS, we wszystkich badaniach zdecydowano się na wyszlifowanie betonu na badanej powierzchni belki. Widok powierzchni przed i po szlifowaniu przedstawiono odpowiednio na fot. 39.



Fot. 39. Powierzchnia górna belki **a)** przed szlifowaniem i **b)** po szlifowaniu.

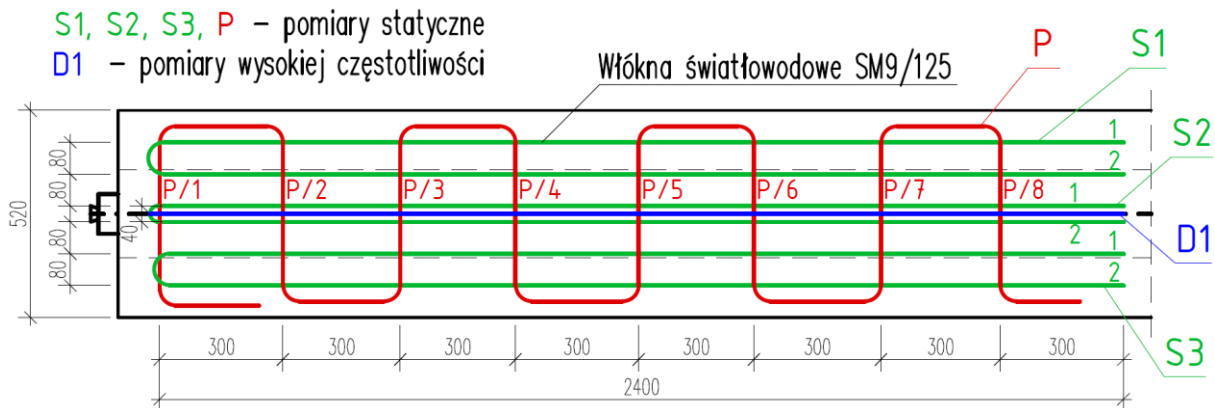
Do pomiarów DOFS zastosowano standardowe włókno telekomunikacyjne SM 9/125, OFS początkowo stabilizowane taśmą klejącą, a następnie klejone do powierzchni betonowej dwuskładnikową żywicą epoksydową [169]. Po zamontowaniu czujników światłowodowych powierzchnię belki przemalowano na jasny kolor w celu przygotowania powierzchni do pomiarów optycznych DIC, które miały obejmować fragment górnej powierzchni elementu. W kolejnym kroku przygotowania powierzchni do pomiarów optycznych powierzchnię nakropiono czarnymi markerami pomiarowymi.

Dla badania B 1-0 tensometry elektrooporowe umieszczono na dolnej krawędzi półki górnej, wzdłuż połączenia ze środkiem (fot. 40). Zdecydowano się nie instalować tensometrów na górnej powierzchni, gdyż przebiegające kable wyprowadzające sygnał z czujników do mostka pomiarowego (patrz – fot. 40b) uniemożliwiłyby wykonanie pomiarów optycznych DIC powierzchni górnej elementu. Umieszczono 30 tensometrów o bazie pomiarowej 60 mm, naprzemiennie z obu stron belki (15 tensometrów w rozstawie 120 mm na każdej stronie belki), co pozwoliło uzyskać quasi-ciągły pomiar na długości 1,80 m (fot. 40a).



Fot. 40. Układ tensometrów elektrooporowych: **a)** schemat; **b)** widok z kablami sygnałowymi.

Pomiary optyczne DIC zostały wykonane aparatem fotograficznym zamontowanym na stalowym stelażu. Zdjęcia wykonywano z wysokości 2,5 m ponad badaną belką, tak aby uchwycić powierzchnie górną elementu na długości 2,0 m.



Rys. 37. Układ kanałów światłowodowych wraz z oznaczeniami, badanie B 1-0 (widok B-B, rys. 35).

W trakcie badań zastosowano dwa podejścia pomiarowe DFOS oparte na zjawisku rozproszenia Rayleigh'a: statyczne oraz wysokiej częstotliwości (HF DOFS – High Frequency Distributed Optic Fibre Sensing). Pomiary statyczne były wykonywane za pomocą czterech kanałów światłowodowych oznaczonych kolejno S1, S2, S3 i P. Kanały S1 – S3 rejestrowały zmiany odkształceń w dwóch liniach każdy – podłużnie do osi belki, natomiast kanał P rejestrował odkształcenia poprzeczne w rozstawie co 300 mm (patrz schemat – rys. 37). Pomiar statyczny obejmował pojedynczy odczyt odkształceń przed i po odcięciu zakotwienia. Pomiary wysokiej częstotliwości były wykonywane poprzez kanał D1, zainstalowany podłużnie bezpośrednio nad osią kabla sprężającego (rys. 37). Podejście dynamiczne HF DOFS umożliwiło ciągły pomiar odkształceń zarówno w czasie, jak i po długości czujnika światłowodowego.

Wybrane parametry wykorzystywane podczas pomiarów i przetworzenia surowych danych dla podejścia statycznego oraz wysokiej częstotliwości zostały zestawione w tabeli 22. W badaniach zastosowano urządzenia do rejestracji optycznej Rayleigh'a: reflektometr do pomiaru statycznego oraz interrogator do pomiaru dynamicznego (wysokiej częstotliwości). Technologia pomiaru dynamicznego HF DFOS była zastosowana po raz pierwszy w Polsce do pomiarów odkształceń konstrukcji budowlanych. Szczegółowy opis metodologii pomiarów światłowodowych na przykładzie wstępnego badania transmisji B 1-0 przedstawiono w pracy [170], ponadto wybrane wyniki badania wstępnego przedstawiono w [171], [172].

Tabela 22. Wybrane parametry dla pomiarów DOFS statycznych oraz dynamicznych (HF DOFS).

Parametr	Wartość	
	Pomiar statyczny	Pomiar dynamiczny
Zakres odległości (tryb standardowy)	do 70 m	do 10 m
Rozdzielczość przestrzenna (odstęp między czujnikami)	10 mm	2,6 mm
Baza pomiarowa czujnika	10 mm	2,6 mm
Dokładność pomiaru odkształcenia	$\pm 1,0 \mu\epsilon$	$\pm 1,0 \mu\epsilon$
Częstotliwość pomiarów	nie dotyczy	80 Hz

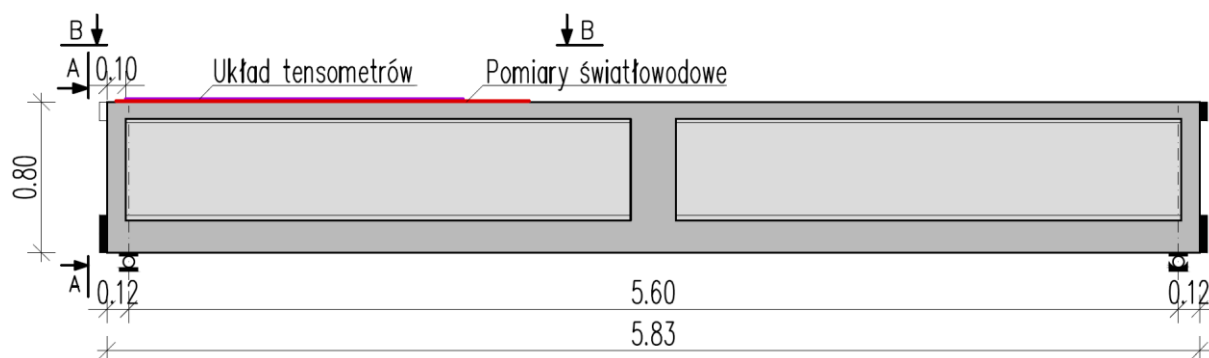
Odcięcie zakotwienia wykonano za pomocą piły tarczowej do betonu (patrz - fot. 41a). Był to proces kontrolowany, który powodował stopniowe zwalnianie naciągu poszczególnych drutów kabla. Widok odciętego zakotwienia kabla sprężającego przedstawiono na fot. 41b.



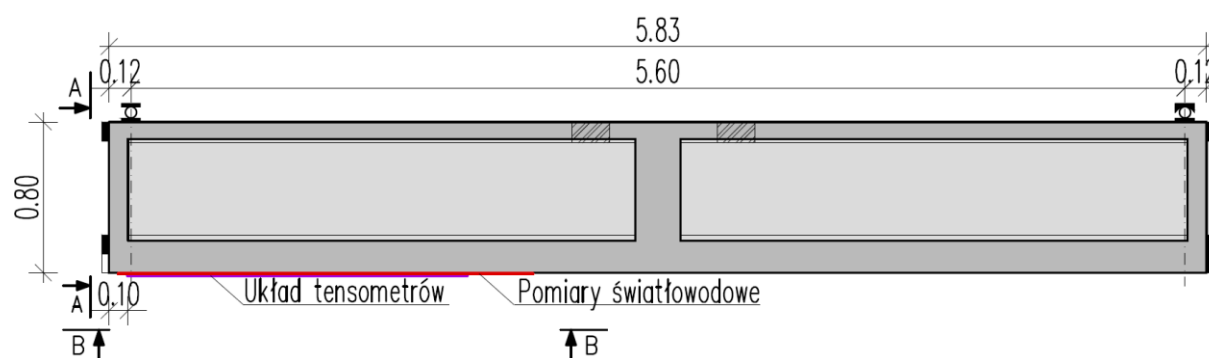
Fot. 41. a) Odcinanie zakotwienia przy użyciu piły tarczowej; b) widok odciętego zakotwienia kabla.

4.2.2. Stanowiska do docelowych badań długości transmisji siły sprężającej

Rysunki 38 i 39 przedstawiają stanowisko dla docelowych badań transmisji w trakcie odcinania odpowiednio górnego kabla sprężającego oraz dwóch dolnych kabli sprężających (rys. 40a). Przy odcinaniu dolnych zakotwień (typ 2), belka była badana w pozycji odwróconej.

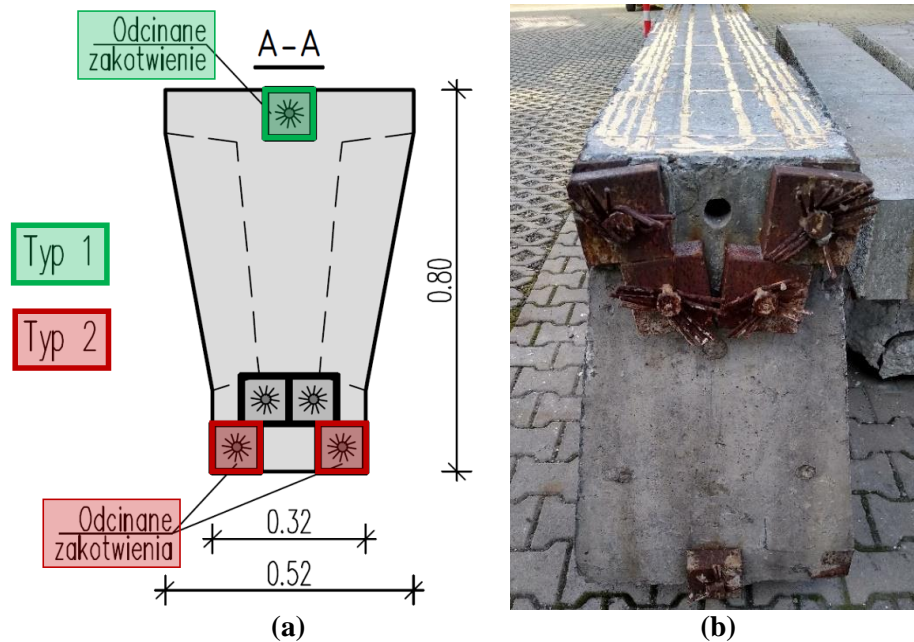


Rys. 38. Schemat elementu badawczego do badań długości transmisji siły sprężającej – odcięcie zakotwienia górnego kabla sprężającego (typ 1).



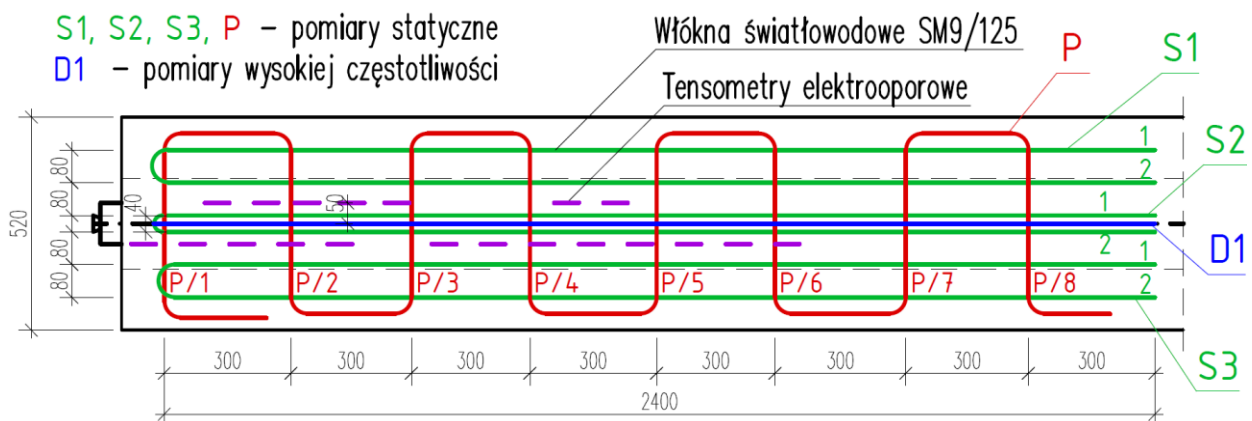
Rys. 39. Schemat elementu badawczego do badań długości transmisji siły sprężającej – odcięcie zakotwień dolnych kabli sprężających (typ 2).

W badaniach docelowych zastosowano trzy niezależne metody pomiarowe: tensometrię elektrooporową, statyczny pomiar światłowodowy DOFS oraz dynamiczny pomiar światłowodowy HF DOFS. Na podstawie wyników badania wstępnego (p. 4.2.3), zaniechano prowadzenia pomiarów optycznych DIC, w związku z tym pomiary tensometryczne oraz światłowodowe realizowano równolegle na górnej powierzchni elementu.



Rys. 40. a) Odcinane zakotwienia (A-A); **b)** odwrócona belka przygotowana do badania – typ 2.

Na rys. 41 przedstawiono układ czujników pomiarowych na górnej powierzchni półki górnej przy odcinaniu górnego kabla sprężającego. Układ kanałów światłowodowych pozostał niezmienny w stosunku do badania wstępnego, natomiast tensometry elektrooporowe rozmieszczono równoległe do odcinków światłowodu S2 (patrz – rys. 41).

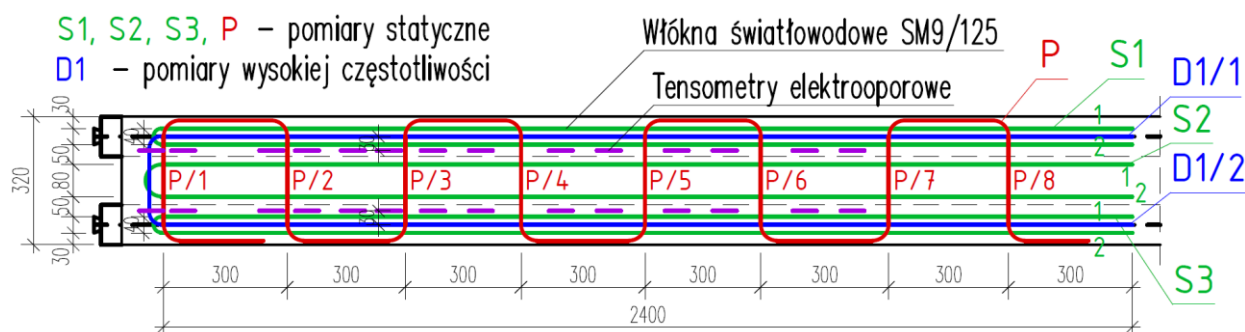


Rys. 41. Układ tensometrów oraz kanałów światłowodowych wraz z oznaczeniami, badanie typ 1 (widok B-B, rys. 38).

Układ tensometrów elektrooporowych rozmieszczono wzdłuż kabla sprężającego w odległości 50 mm od osi kabla (patrz – rys. 41). Układ zawierał 20 tensometrów, punktowo rejestrujących zmiany odkształceń na długości 1,6 m.

Układ kanałów światłowodowych na dolnej powierzchni półki dolnej (rys. 42) przy odcinaniu zakotwień dolnych kabli sprężających (badanie – typ 2) dopasowano do przebiegu kabli. Kanały S1 oraz S3 w dwóch liniach rejestrowały zmiany odkształceń w sąsiedztwie kabli sprężających. Dwie linie kanału S2 zainstalowano w odległości 70 mm od osi kabli sprężających. Kanał P rejestrował odkształcenia poprzeczne w rozstawie co 300 mm. Kanał D1 służył do wykonania pomiarów wysokiej częstotliwości, którego linie D1/1 oraz D1/2 poprowadzono bezpośrednio nad osią kabli sprężających.

Tensometry elektrooporowe rozmieszczono wzdłuż osi kabli sprężających w odległości 30 mm (patrz – rys. 42). Przy każdym kablu rozmieszczono układ 14 tensometrów, które umożliwiły punktowy pomiar odkształceń na długości 1,8 m.



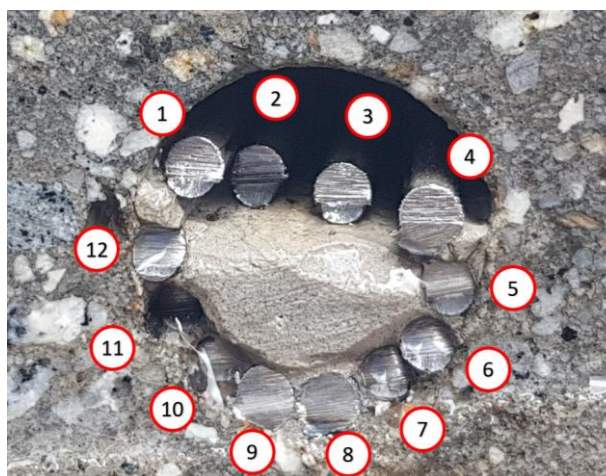
Rys. 42. Układ tensometrów oraz kanałów światłowodowych wraz z oznaczeniami, badanie typ 2 (widok B-B, rys. 39).

4.2.3. Wyniki badania wstępnego B 1-0

Po odcięciu zakotwienia, na czole elementu zaobserwowano niepełne wypełnienie kanału kablowego (fot. 42) oraz wślizg poszczególnych drutów sprężających spowodowany utratą zakotwienia mechanicznego. Numerację poszczególnych drutów tworzących kabel sprężający przedstawiono na fot. 43, a długości ich wślizgu zestawiono w tabeli 23.



Fot. 42. Widok czola kabla sprężającego.



Fot. 43. Przyjęta numeracja drutów sprężających.

Tabela 23. Długość wślizgu poszczególnych drutów kabla sprężającego w [mm].

Numer drutu	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Długość wślizgu [mm]	4,4	11,8	8,3	0,0	2,0	4,3	3,9	1,9	1,2	4,9	6,4	1,6

Po przeprowadzonym badaniu belkę przecięto w odległości około 2,0 m od czola belki oraz otwarto górny kanał kablowy w celu inspekcji jakości iniekcji cementowej.

Obserwacje powierzchni „plastra” wyciętego z badanego elementu (fot. 44), pokazują, że problem niepełnego zainiektowania występuje we wszystkich kanałach kablowych. Natomiast otwarcie górnego kanału kablowego (fot. 45) wykazało, że na całej długości kabla iniekcja nie w pełni wypełniała kanał. Na odcinku pierwszych 300 mm od czola belki druty sprężające (nr 1-4) nie były otulone zaczynem iniekcyjnym. Na odległości 1,4 m brak otulenia iniekcją dotyczył dwóch drutów sprężających (nr 2 i 3), natomiast drut nr 2 pozostał odkryty

na całej długości belki. W przypadku drutu numer 4 pomimo braku otulenia iniektem w strefie zakotwienia, zaobserwowano zerowy poślizg co może oznaczać, że drut ten nie został naciągnięty.



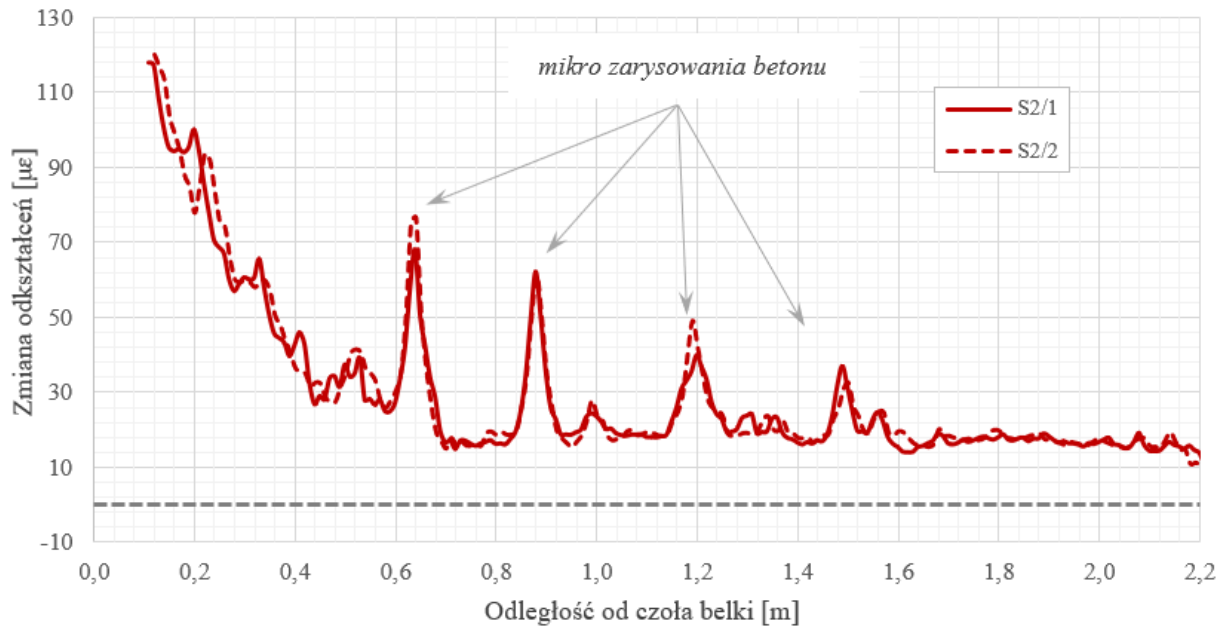
Fot. 44. Widok przekroju badanego elementu – niepełna iniekcja kanałów kablowych.



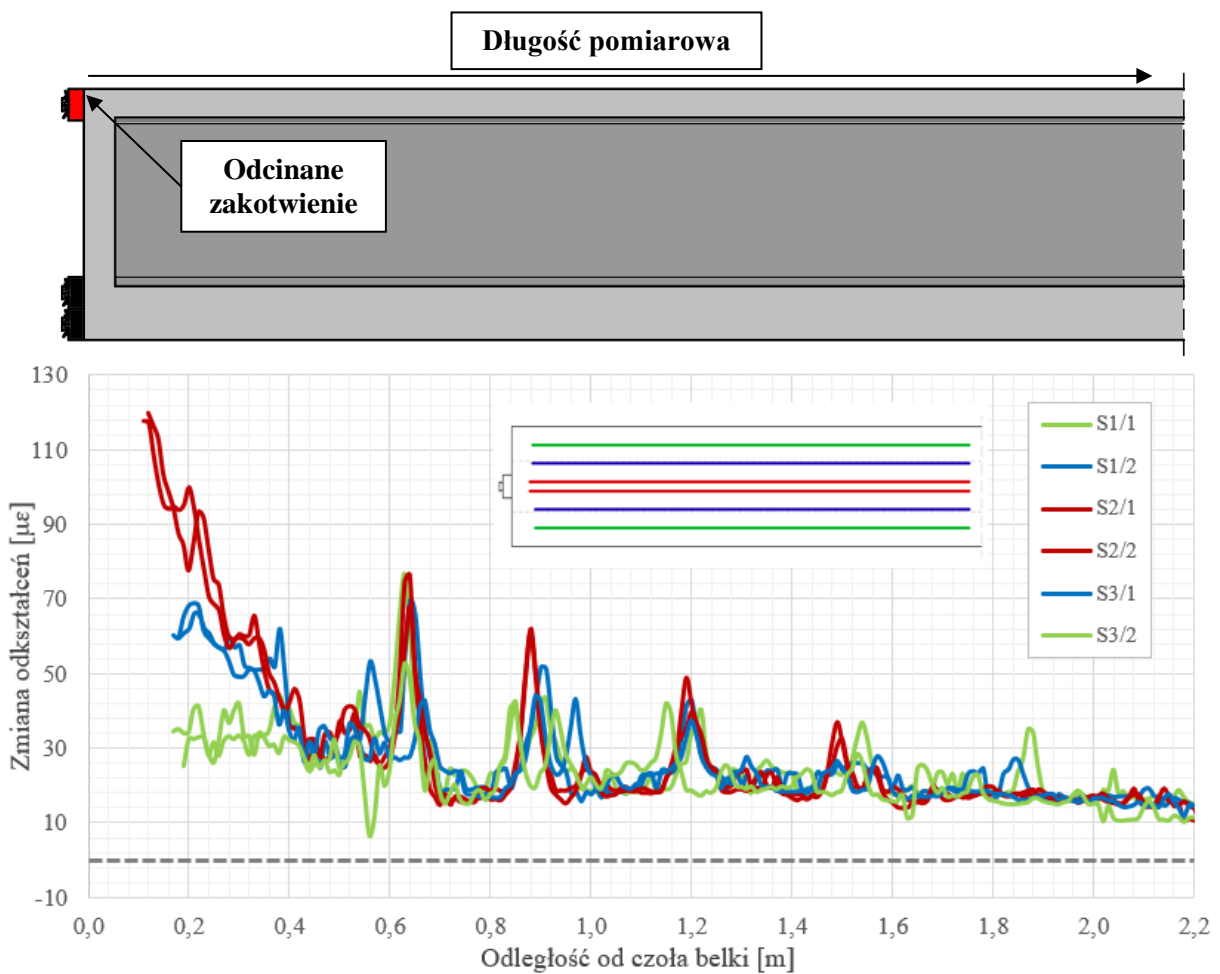
Fot. 45. Otwarty kanał kablowy – niepełna iniekcja i odkryte druty sprężające.

We wszystkich przedstawionych poniżej wynikach pomiarów odkształceń, wartości dodatnie (+) reprezentują wydłużenie betonu powstałe w wyniku utraty ściskania od sprężenia na długości transmisji kabla, natomiast wartości ujemne (–) reprezentują skrócenie betonu.

Statyczne pomiary światłowodowe DOFS zapewniły ciągły na długości światłowodu pomiar zmian odkształceń zarówno podłużnych, jak i poprzecznych do osi kabla sprężającego. Zmianę odkształceń podłużnych rejestrowanych przez kanał S2 (umieszczony równolegle do osi kabla, w odległości 20 mm od niej) przedstawiono na rys. 43. Maksymalna zmiana odkształcenia podłużnego wyniosła 125 $\mu\epsilon$. Na rys. 44 zestawiono zmianę odkształceń podłużnych rejestrowaną przez wszystkie 3 podłużne kanały światłowodów (6 linii – po 3 pomiary na każdej linii + referencyjny pomiar zerowy).



Rys. 43. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego S2. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.

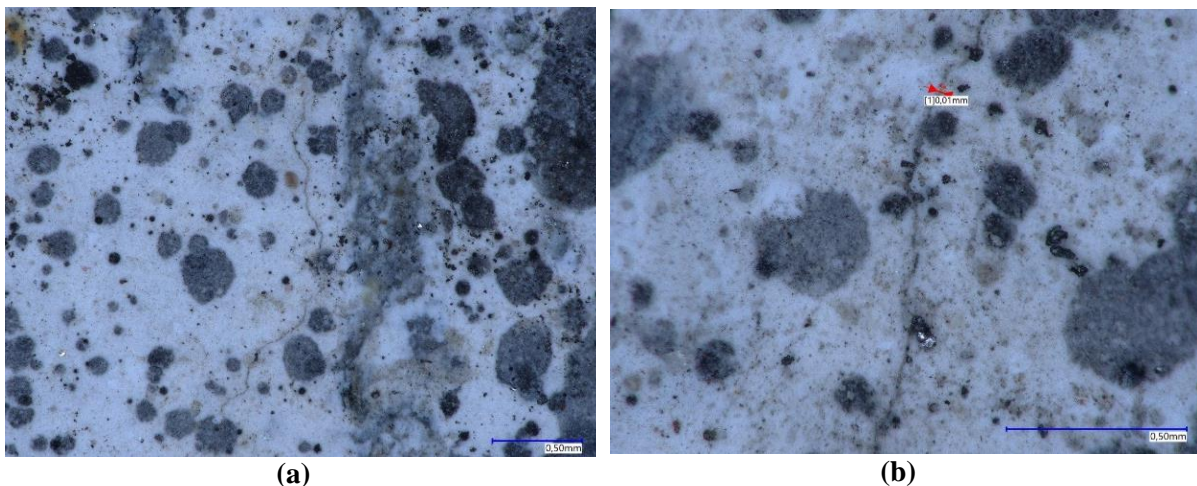


Rys. 44. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.

Na wykresach można zaobserwować, że wraz z oddalaniem się od czoła belki rejestrowane zmiany odkształcenia maleją. Ponadto w rejonie odcinanego zakotwienia do odległości około 0,4 m od czoła belki wartość zmian odkształceń jest wyraźnie zależna od odległości czujnika od osi kabla z odcinanym zakotwieniem (tj. najmniejsza wartość zmiany odkształcenia przy czole elementu została zarejestrowana przez S1/1 i S3/2, znajdujące się w odległości 180 mm od osi belki). W dalszej odległości od odcinanego zakotwienia zmiana odkształceń jest w przybliżeniu stała na całej szerokości półki górnej. Z powodu słabej jakości iniekcji kanału kablowego odkształcenia nie spadają do zera na analizowanej długości pomiarowej. Niepełne wypełnienie kanału kablowego iniektem nie zapewnia zatem pełnego przekazania sił ze wszystkich drutów sprężających poprzez więzy przyczepności.

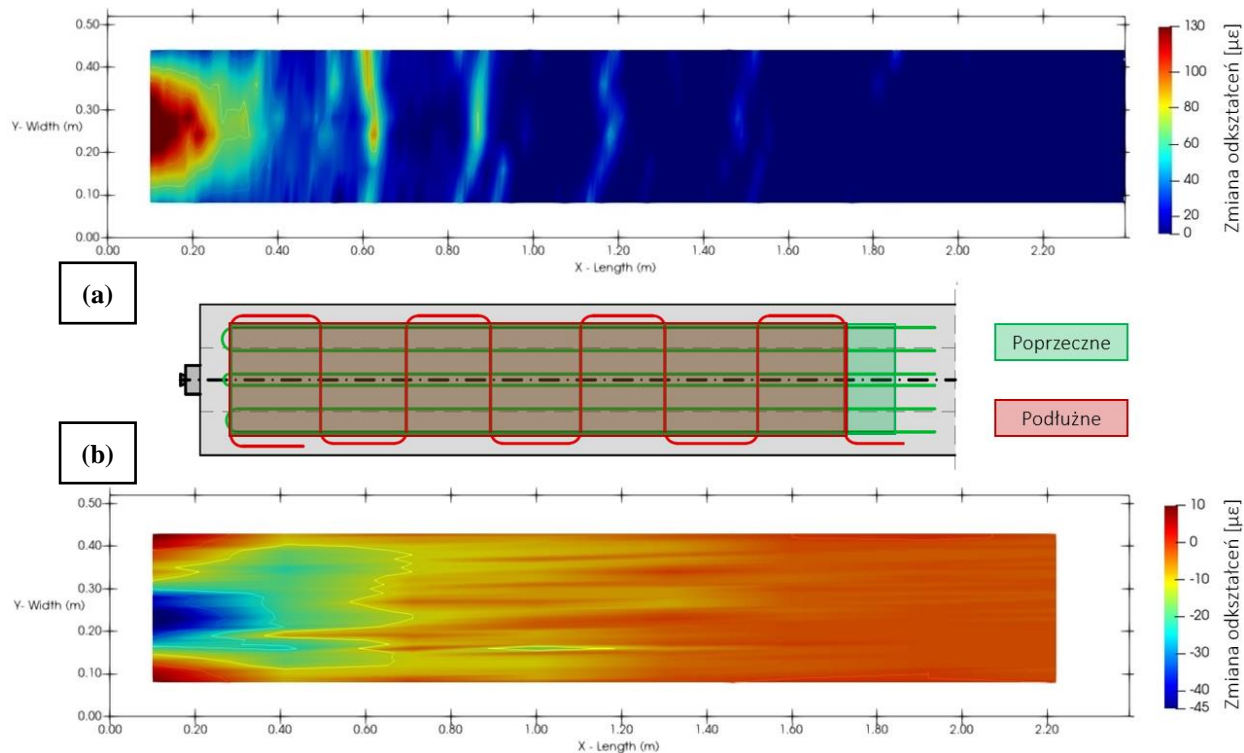
Ponadto na wykresach widać wyraźne lokalne ekstrema zmian odkształceń w przekrojach poprzecznych w pobliżu otworów technologicznych. Wartości ekstremalne są tego samego rzędu niezależnie od odległości światłowodu od danego otworu (największa odległość od otworu wynosi 100 mm dla S2/1 i S2/2) i różnią się nieznacznie lokalizacją po długości. Oznacza to, że lokalne ekstrema odkształceń odpowiadają zarysowaniom powstałym prawdopodobnie podczas procesu hydratacji betonu (odkształcenia termiczno-skurczowe), które następnie zostały zamknięte podczas sprężania. Powyższą tezę potwierdza ustawienie strzemion, które inicjują pęknięcia w betonie, a także inwentaryzacja dźwigara przy użyciu mikroskopu cyfrowego. Obserwacja mikroskopem Keyence VHX-7000 przy powiększeniu 200x dowiodła występowanie zarysowań na powierzchni betonu w rejonach lokalnych ekstremów odkształceń DOFS. Fot. 46 przedstawia rysy obserwowane przy użyciu mikroskopu. Szerokość obserwowanych rys nie przekroczyła 0,01 mm.

W celu weryfikacji, maksymalną szerokość obserwowanych zarysowań oszacowano także przez całkowanie wartości odkształcenia na długości efektywnej pomiaru odkształceń analizowanej rysy [173]. Całkowano wartości odkształceń w lokalnym ekstremum ponad średnią wartość odkształceń w sąsiedztwie ekstremum. Szacowana szerokość zarysowań nie przekroczyła 0,005 mm.

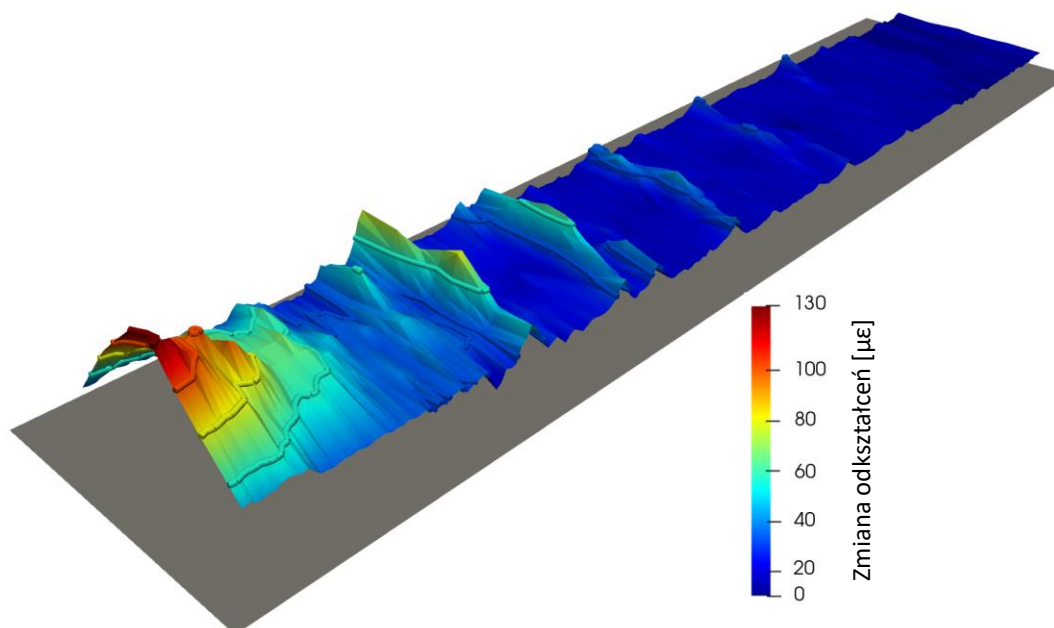


Fot. 46. Obserwacja: **a)** zarysowania w rejonie ekstremum odkształceń oraz **b)** szerokości rysy, przy użyciu mikroskopu cyfrowego.

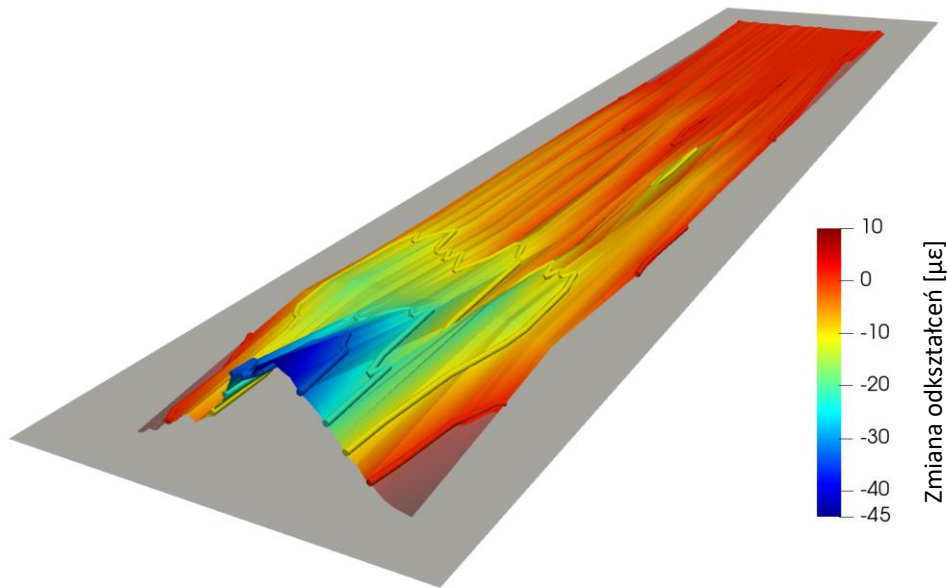
Rozkład zmian odkształceń betonu w rejonie zakotwienia kabli sprężających ma przestrzenny charakter. Mapy zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych (rys. 45) na badanej powierzchni elementu oraz trójwymiarową wizualizację zmian odkształceń podłużnych (rys. 46) i poprzecznych (rys. 47) stworzono na podstawie wyników pomiarów rozprawdzonych na powierzchni belki czujnikami światłowodowymi. Taka reprezentacja wyników znacznie ułatwia ich interpretację.



Rys. 45. Mapa zmian odkształceń **a)** podłużnych; **b)** poprzecznych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.

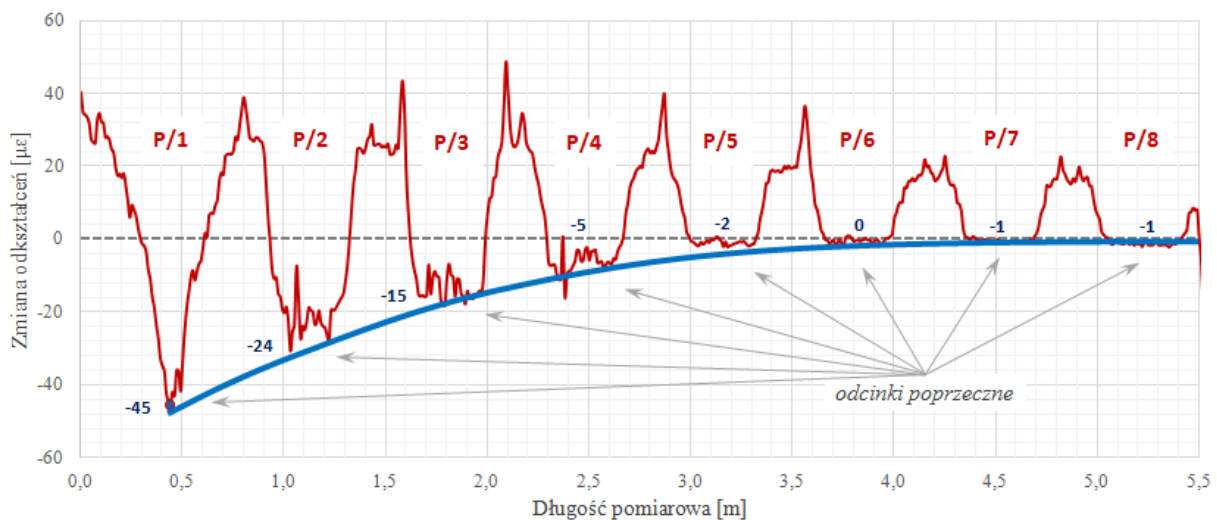


Rys. 46. Wizualizacja zmian odkształceń podłużnych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.



Rys. 47. Wizualizacja zmian odkształceń poprzecznych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.

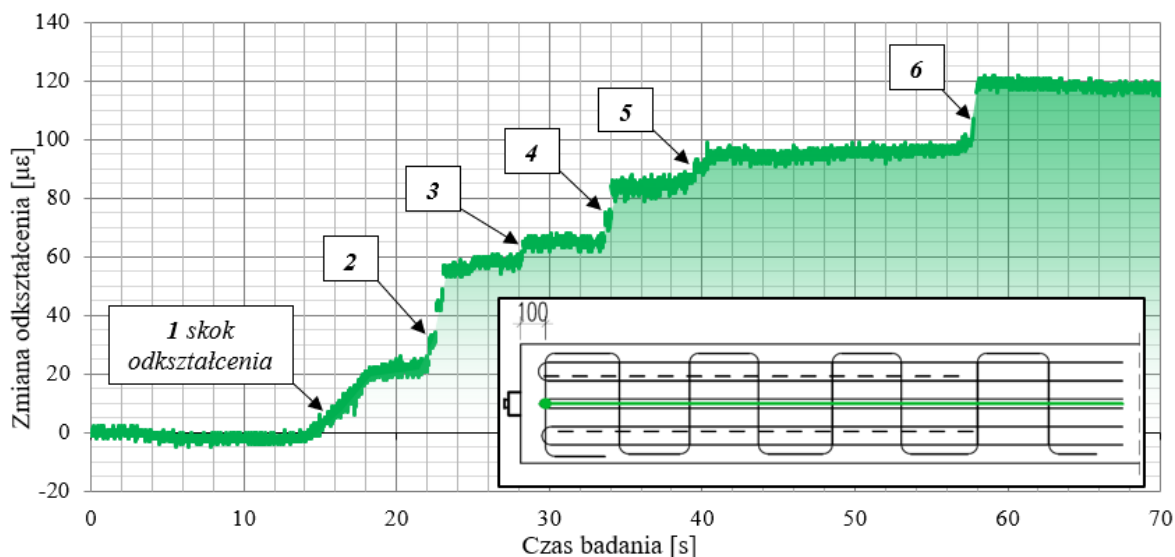
Na rys. 48 przedstawiono wykres zmian odkształceń na długości włókna pomiarowego (P), z ujęciem odcinków prostopadłych do osi dźwigara P/1 – P/8 (patrz – rys. 37). Kolorem niebieskim przedstawiono aproksymację zaniku zmian odkształceń poprzecznych na długości, w kierunku podłużnym elementu (w osi kabła sprężającego). Maksymalna zmiana odkształcenia poprzecznego, zarejestrowana na odcinku najbliższym czoła belki P/1, wyniosła $-45 \mu\epsilon$. Wpływ utraty zakotwienia kabła na odkształcenia poprzeczne zanika na odcinku P/5 tj. w odległości około 1,2 m od czoła elementu. Co więcej, im bliżej zakotwienia znajduje się poprzeczny odcinek pomiarowy, tym bardziej widoczna jest zmiana odkształceń w kierunku zewnętrznym dźwigara (patrz też rys. 45b i 47). Analizując zmiany odkształceń poprzecznych warto zwrócić uwagę, że są one wyrażone jako wartości ujemne, co oznacza skrócenie betonu w odniesieniu do odczytu zerowego (prostopadłe do rozciągania uwolnionego w wyniku zwolnienia odkształceń wprowadzonych podczas sprężania).



Rys. 48. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika (P). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.

Na rys. 49 przedstawiono zmiany wartości zmian odkształcenia podłużnego w czasie badania zarejestrowane z częstotliwością 80 Hz w odległości 100 mm od czoła belki

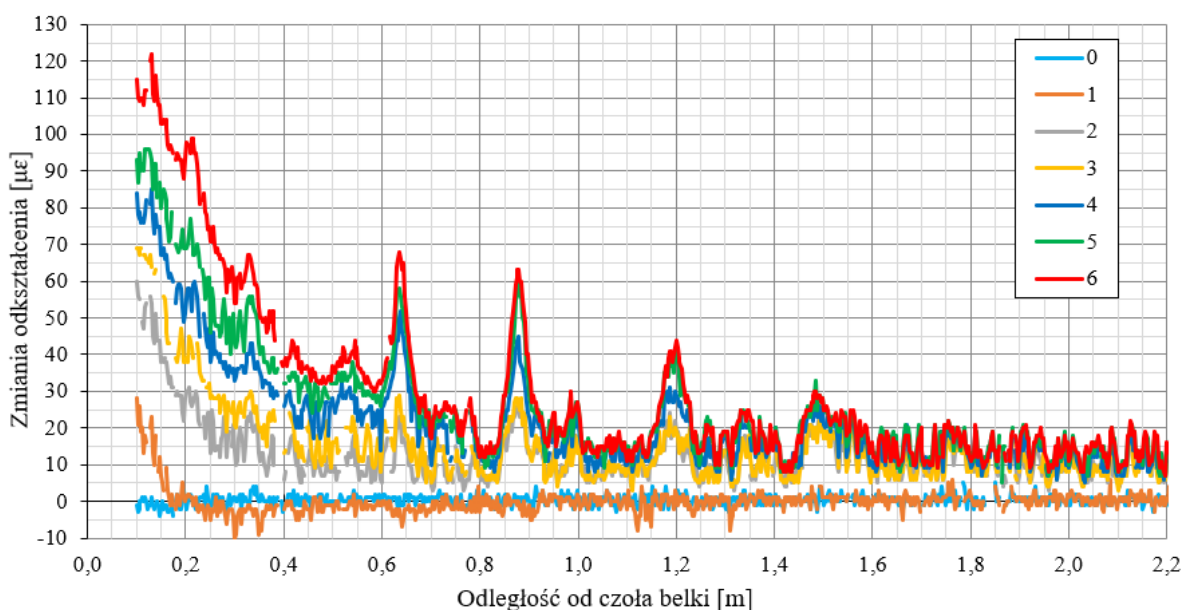
(światłowód D1 – pomiar światłowodowy HF DOFS). Oś odciętych reprezentuje czas badania w sekundach, natomiast oś rzędnych obrazuje przyrost odkształceń w mikrodeformacjach.



Rys. 49. Wykres zmiany wartości odkształcenia podłużnego w czasie badania, zarejestrowanej w odległości 100 mm od czoła belki. Dynamiczny pomiar HF DOFS, badanie B 1-0.

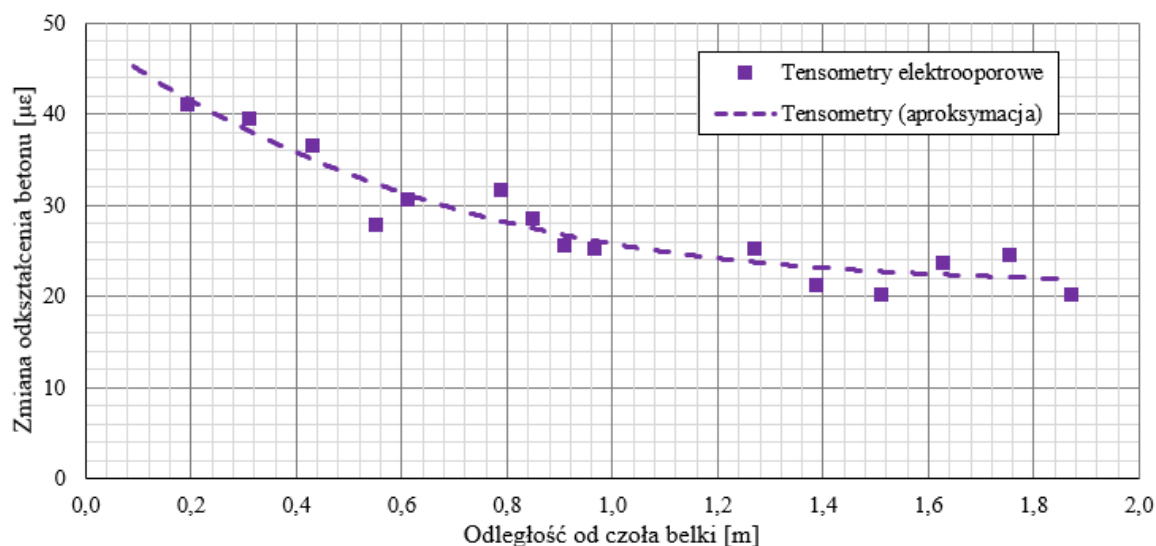
Na wykresie obserwujemy skokowe przyrosty odkształceń. Możemy wyróżnić sześć przyrostów odkształcenia, które obserwujemy w chwili przecięcia danej partii drutów. Zmianę odkształceń podłużnych rejestrowanych przez kanał D1 (światłowód bezpośrednio ponad osią kabla) przedstawiono na rys. 50 w sześciu krokach czasowych. Kroki czasowe reprezentują stan odkształceń zarejestrowanych zaraz po przecięciu poszczególnych partii drutów kabla sprężającego, zgodnie z rys. 49. Maksymalna zarejestrowana zmiana odkształcenia podłużnego wyniosła 122 με.

Należy zaznaczyć, że wykresy odkształceń zarejestrowanych przez dynamiczny pomiar światłowodowy również wskazują lokalne ekstrema odkształceń w rejonie zaobserwowanych mikro-zarysowań. Miejsca występowania ekstremów są tożsame ze statycznym pomiarem światłowodowym (porównaj z rys. 43).



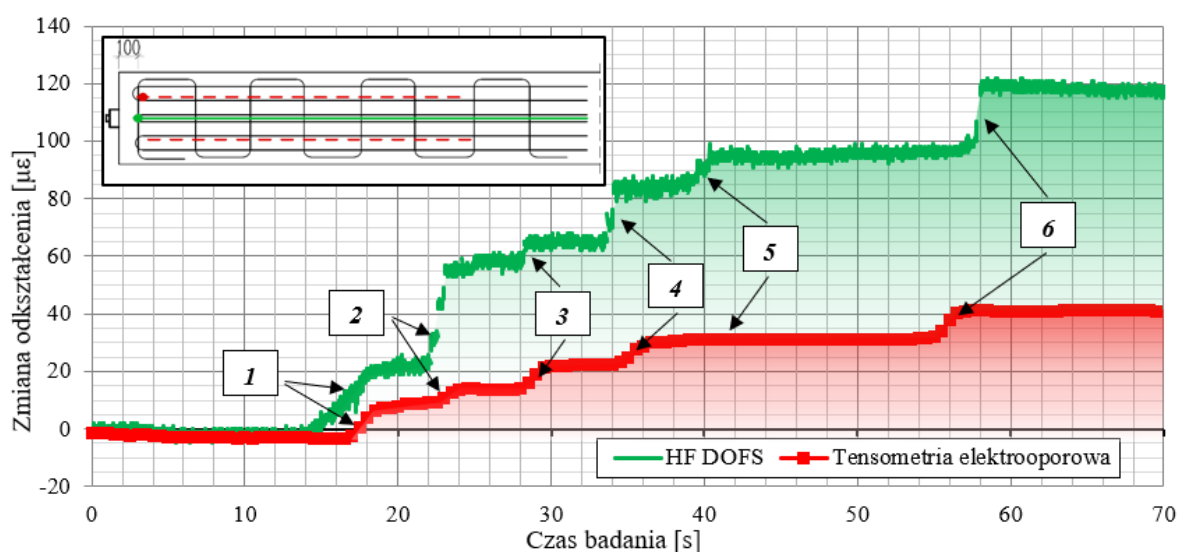
Rys. 50. Stan odkształceń podłużnych na długości włókna światłowodowego D1 przedstawione w sześciu krokach czasowych (porównaj z rys. 49). Dynamiczny pomiar HF DOFS, badanie B 1-0.

Wykres zmian odkształceń podłużnych uzyskany z pomiarów tensometrami elektrooporowymi przedstawiono na rys. 51. Maksymalna zmiana zarejestrowanego odkształcenia podłużnego wyniosła 41 $\mu\epsilon$. Wartość zmiany odkształcenia jest niższa niż zarejestrowana pomiarami światłowodowymi z powodu innego umiejscowienia tensometrów, które zostały przyklejone na dolnej krawędzi półki górnej – w miejscu połączenia ze środkiem (patrz – fot. 40). Odległość tensometrów od osi kabła wynosiła 125 mm (110 mm i 60 mm odpowiednio w poziomie i w pionie). Ponadto większa swoboda zmian odkształceń na górnej powierzchni półki górnej niż w miejscu jej połączenia ze środkiem również rzutuje na zarejestrowane wartości odkształceń.



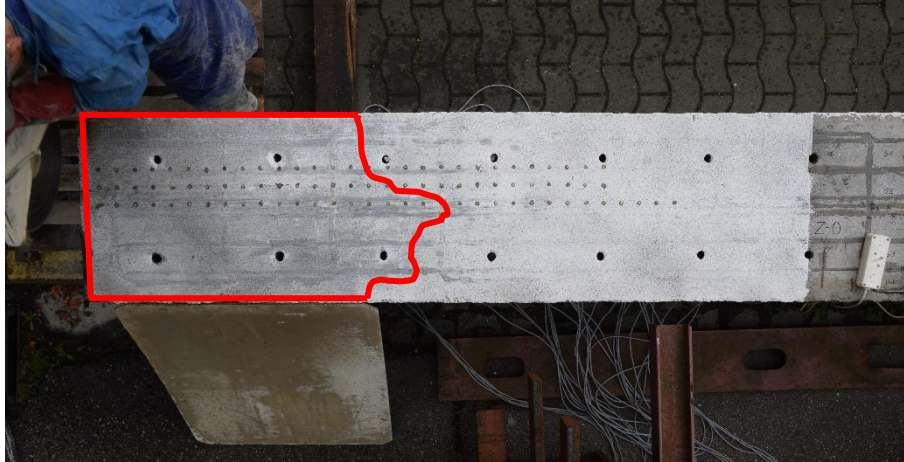
Rys. 51. Wykres zmian odkształceń podłużnych w zależności od odległości od czoła belki. Tensometria elektrooporowa, badanie B 1-0.

Na rys. 52 porównano zmianę przyrostów odkształceń w czasie badania rejestrowanych przez tensometr elektrooporowy oraz przez dynamiczny pomiar światłowodowy. Otrzymane wykresy są spójne, a skoki przyrostów odkształceń pokrywają się w czasie (skok nr 5 rejestrowany tensometrem wyniósł 8 $\mu\epsilon$ i nie jest on widoczny w prezentowanej skali wykresu).



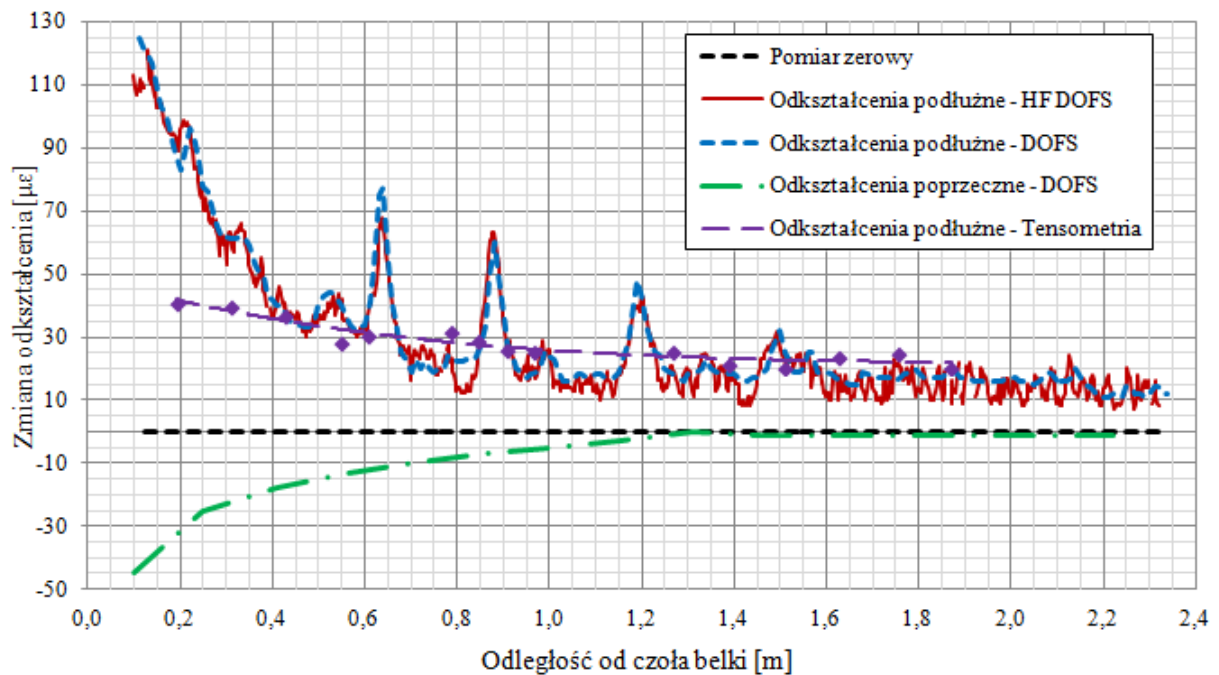
Rys. 52. Porównanie wykresów zmiany wartości odkształcenia podłużnego w czasie badania dla pomiaru tensometrii elektrooporowej i pomiaru HF DOFS. Badanie B 1-0.

Metoda optyczna DIC z uwagi na trudne warunki badania nie była w stanie zarejestrować relatywnie niewielkiej zmiany odkształceń, która wystąpiła w badanym elemencie. Związane było to z obserwacją dużej powierzchni, więc wielkość pojedynczego piksela na obrazie była relatywnie duża. Kolejnym utrudnieniem była obecność rozbryzgującej się wody podczas odcinania zakotwienia, która zaburzała teksturę i kształt markerów pomiarowych (fot. 47).



Fot. 47. Obecność wody wpływająca na pomiar DIC.

Na rys. 53 zestawiono wyniki badania wstępnego B 1-0. Widać bardzo dobrą zgodność pomiędzy statycznym i dynamicznym pomiarem DOFS. Niewielkie rozbieżności wynikają z różnej rozdzielczości przestrzennej dla obu trybów oraz z faktu, że pomiar był wykonany przez równoległe włókna (S2 i D) w rozstawie 20 mm. Duża rozbieżność w wartościach odkształceń pomiędzy konwencjonalną tensometrią punktową, a DFOS wynika z innego usytuowania czujników, jednak w odniesieniu do głównego celu badania, tj. określenia długości transmisji uwolnionej siły sprężającej, wszystkie metody wykazują zbliżone wyniki.



Rys. 53. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 1-0.

Tabela 24 przedstawia główne wyniki badania B 1-0 uzyskane za pomocą poszczególnych metod pomiarowych. W tabeli zestawiono przybliżoną długość transmisji oraz maksymalne wartości zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych. Wartości dodatnie odkształceń (+) reprezentują wydłużenie betonu powstałe w wyniku utraty ściskania od sprężenia na długości transmisji kabla, natomiast wartości ujemne (-) oznaczają skrócenie betonu w odniesieniu do odczytu zerowego. Za przybliżoną długość transmisji arbitralnie uznano odległość od czoła elementu, na której przyrost odkształcenia betonu zbiega asymptotycznie do wartości stałej. Za kryterium oszacowania długości transmisji przyjęto, że zmiana odkształceń na długości kolejnych 10 mm wzdłuż aproksymacji pomiaru nie może przekroczyć 0,5%.

Tabela 24. Zestawienie wyników uzyskanych z poszczególnych metod badawczych – badanie B 1-0.

Badanie wstępne B 1-0 – odcięcie zakotwienia górnego kabla				
Metoda Pomiarowa	Długość transmisji ¹ [m]	Maksymalne odkształcenie podłużne [με]	Maksymalne odkształcenie poprzeczne [με]	Uwagi
DFOS	1,1 m podłużna	125	- 45	Najbliższy czujnik, 54 mm od osi kabla
	1,2 m poprzeczna			
HF DFOS	1,1 m	122	–	Czujnik w odległości 50 mm, bezpośrednio nad osią kabla
Tensometria elektrooporowa	1,2 m	41	–	Tensometry na bocznej powierzchni, 125 mm od osi kabla
DIC	b\d	b\d	b\d	Brak uzyskanych wyników

¹ Dokładność oszacowania długości transmisji zależy od rozdzielczości przestrzennej pomiaru. W przypadku pomiarów podłużnych DFOS oraz HF DOFS rozdzielczość jest wyższa niż 10 mm, dla statycznego pomiaru DFOS w kierunku poprzecznym wynosi około 300 mm (rozstaw odcinków poprzecznych), natomiast dla tensometrów elektrooporowych rozdzielczość wynosi około 100 mm.

4.2.4. Wnioski z badania wstępnego B 1-0

Na wykresach zmian odkształceń rejestrowanych na długości i szerokości belki widać wyraźny ich zanik. Należy jednak zaznaczyć, że pozbawienie zakotwienia mechanicznego drutów sprężających, które nie były otulone zaczynem iniekcyjnym, powoduje stałą zmianę odkształceń na długości całego elementu – w tym przypadku siła sprężająca wynikająca z naciągu drutów nieotulonych zostaje całkowicie utracona. Długość transmisji określona na podstawie wyników wstępnego badania B 1-0 zarejestrowanych poszczególnymi metodami pomiarowymi jest bardzo zbliżona i wynosi około 1,1 - 1,2 m.

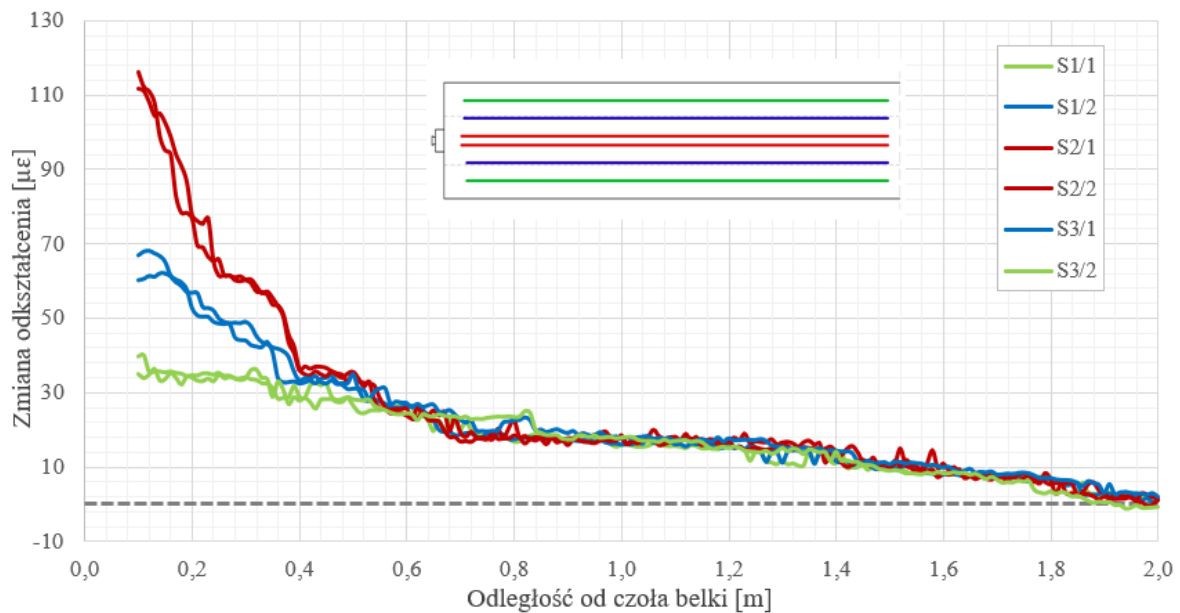
Przeprowadzone badania wykazały, że pomiary wykonane technikami światłowodowymi pozwalają na precyzyjne określenie długości transmisji siły sprężającej, a w przypadku zastosowania pomiarów wysokiej częstotliwości (ciągłych w czasie), dają również możliwość dokładnej analizy pracy elementu w przypadku zrywania poszczególnych drutów w kablu. Tensometria elektrooporowa sprawdza się jako pomiar uzupełniający, zapewniając weryfikację wyników. Pomiar optyczny DIC nie sprawdził się w warunkach prowadzonych badań i został odrzucony z docelowego programu badań długości transmisji siły sprężającej.

4.2.5. Wyniki badań dla odcinanego górnego zakotwienia (typ 1)

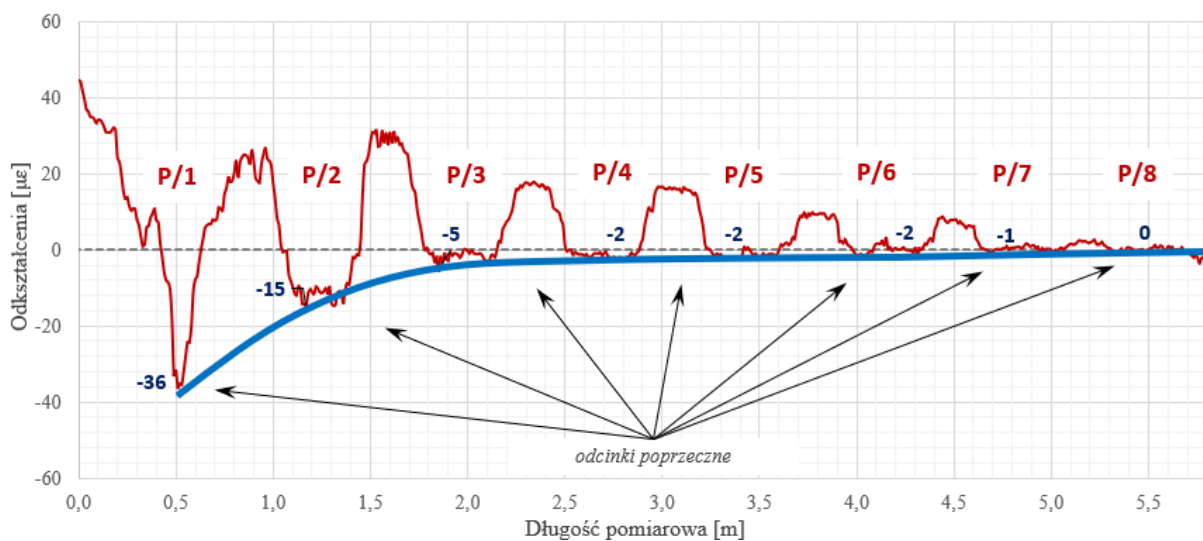
Na rysunkach 54-67 przedstawiono wyniki badań typu 1 tj. elementów z odciętym jednym zakotwieniem górnego kabla sprężającego. Wykresy zawierające wyniki badań pogrupowano dla każdego badanego elementu: rys. 54-57 dotyczą elementu B 1-1a, rys. 58-60 dotyczą elementu B 1-1b, rys. 61-63 B 2-1a oraz rys. 64-67 dotyczące badania belki B 2-1b.

Wykresy przedstawiają wyniki pomiarów zmian odkształceń w analogicznej formie, jak w badaniu wstępnym. Przedstawiono pomiary światłowodowe (podłużne i poprzeczne), podłużny pomiar HF DOFS w krokach czasowych oraz zestawienie pomiarów wykonanych wszystkimi metodami.

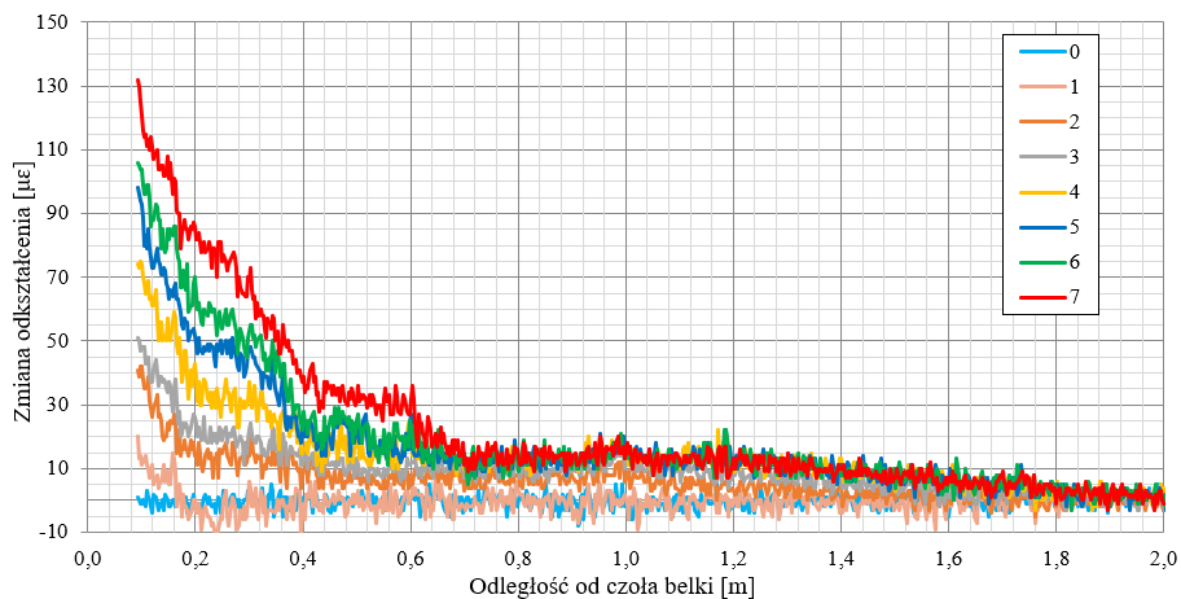
Element B 1-1a



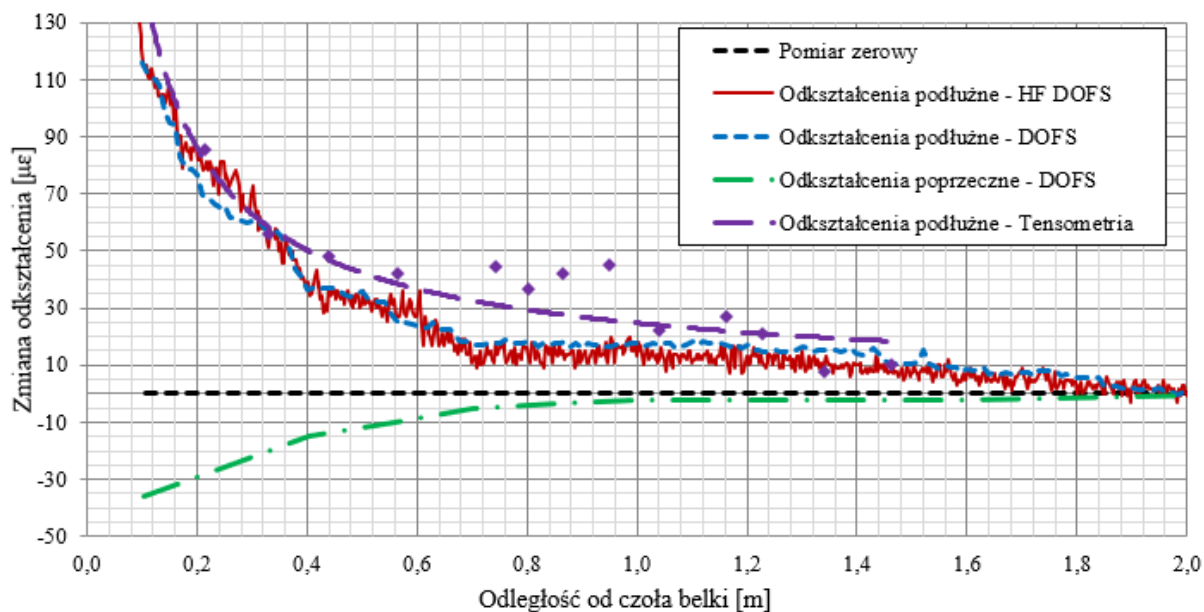
Rys. 54. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-1a.



Rys. 55. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika (P). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-1a.

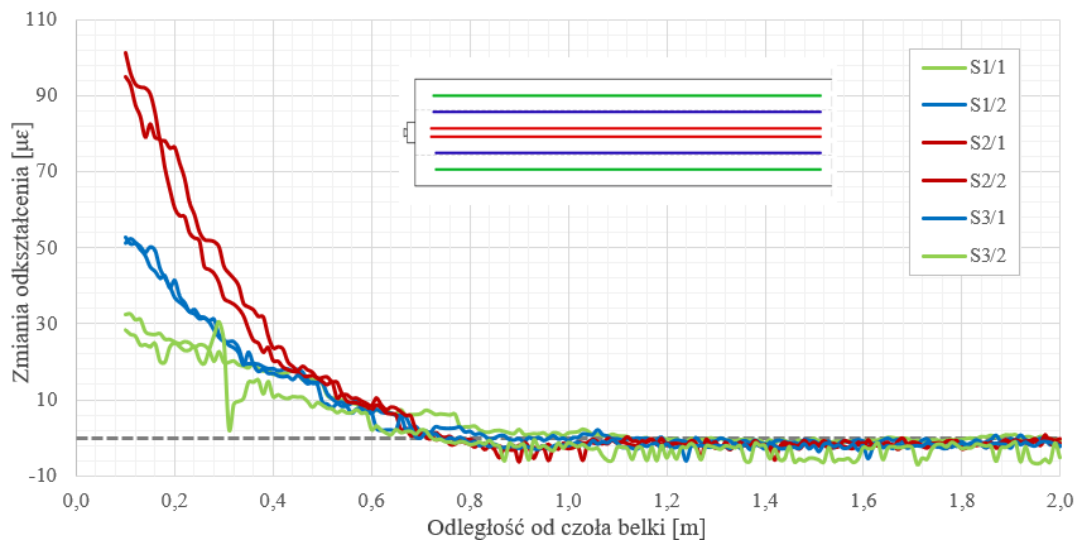


Rys. 56. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w siedmiu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 1-1a.

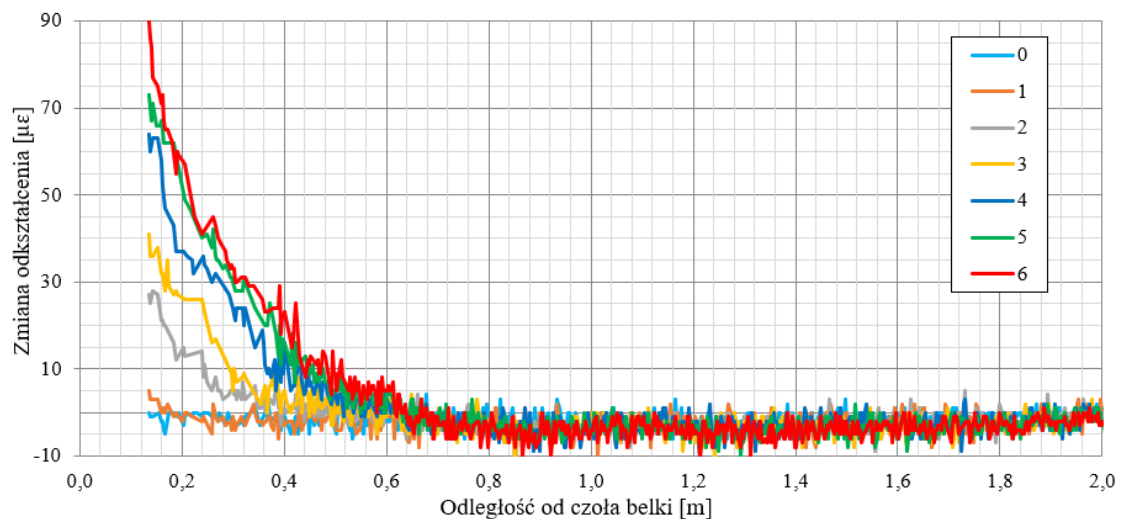


Rys. 57. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 1-1a.

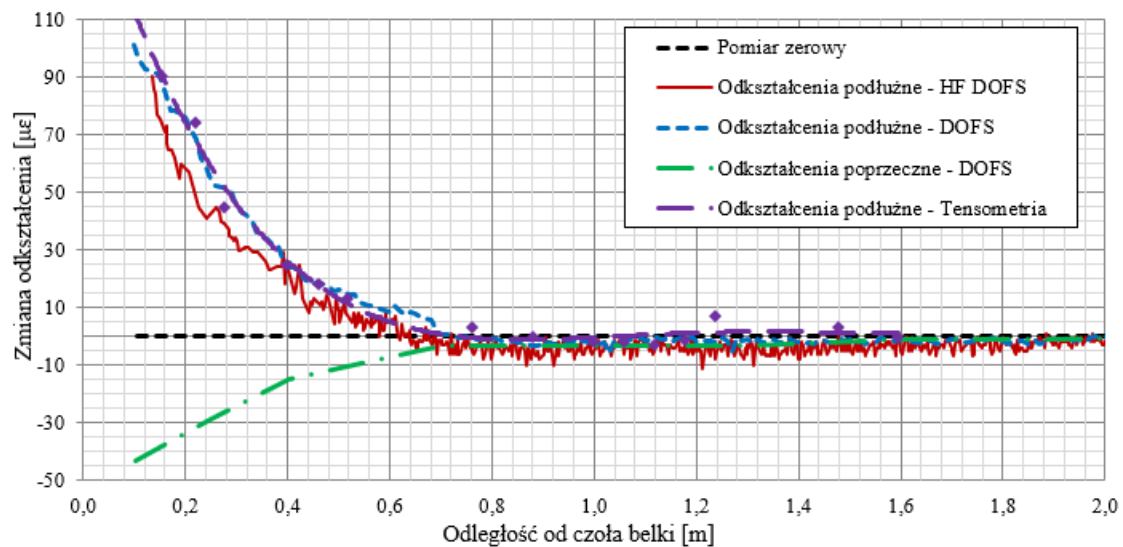
Element B 1-1b



Rys. 58. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-1b.



Rys. 59. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w sześciu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 1-1b.

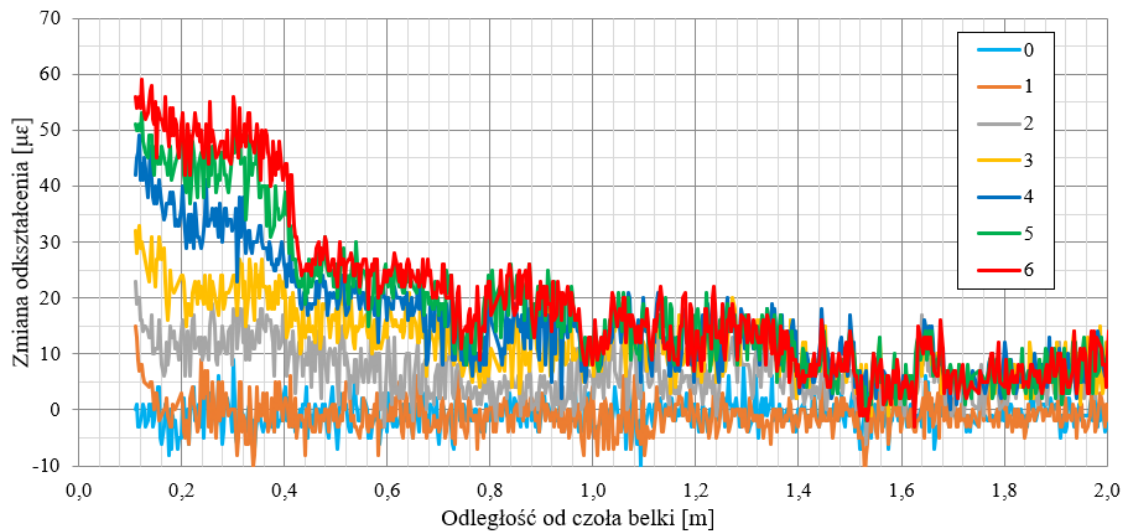


Rys. 60. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 1-1b.

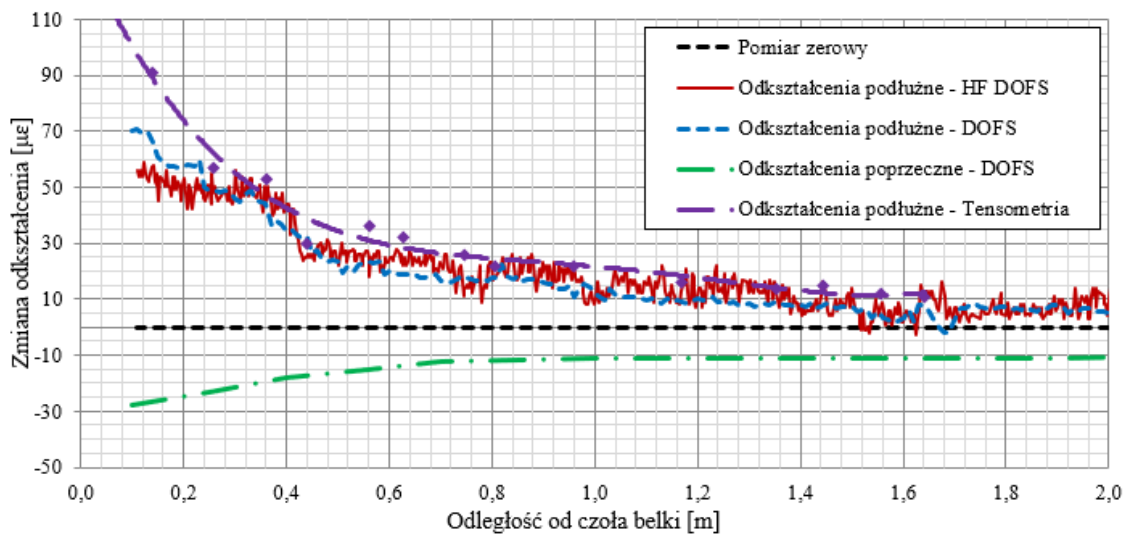
Element B 2-1a



Rys. 61. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 2-1a.

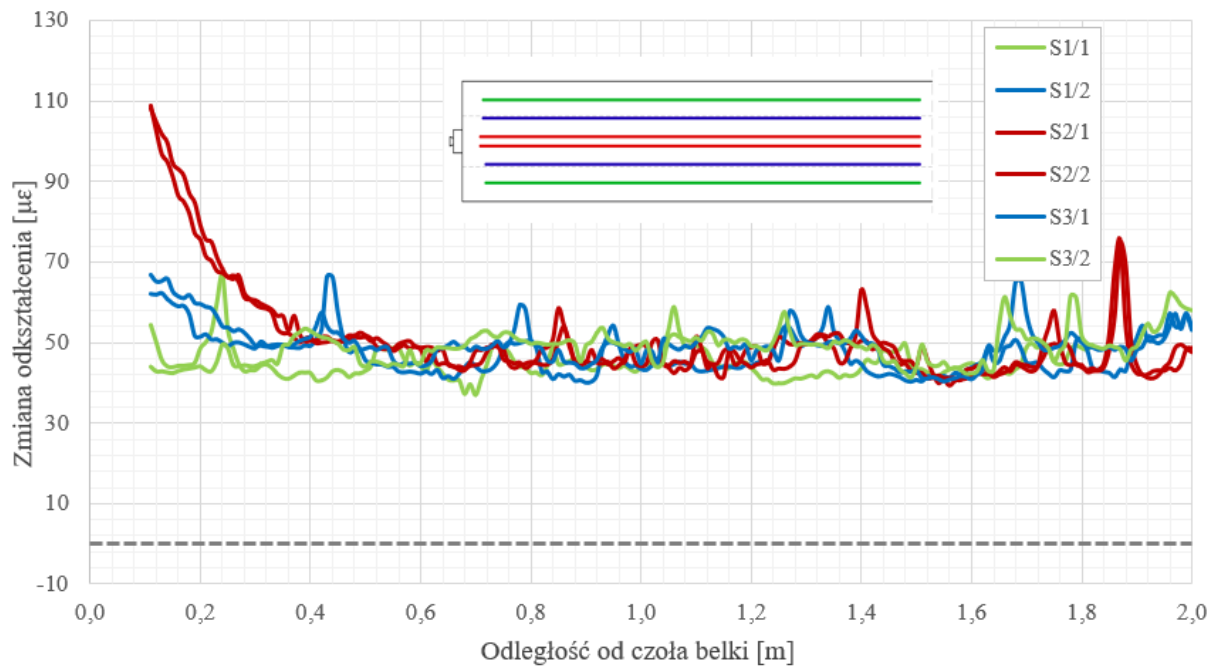


Rys. 62. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w sześciu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 2-1a.

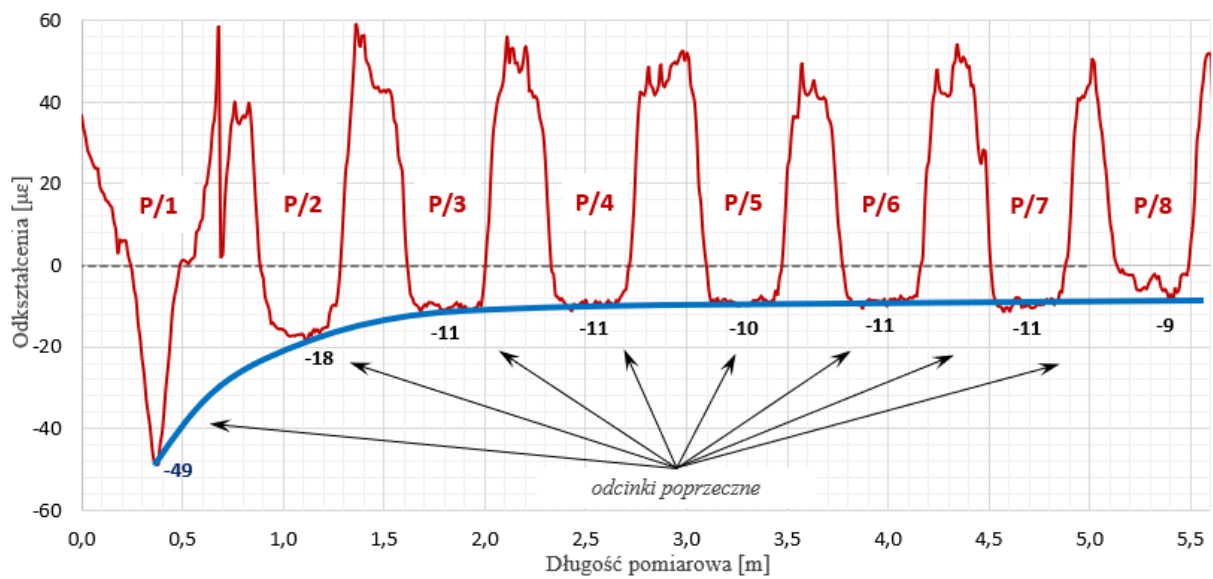


Rys. 63. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 2-1a.

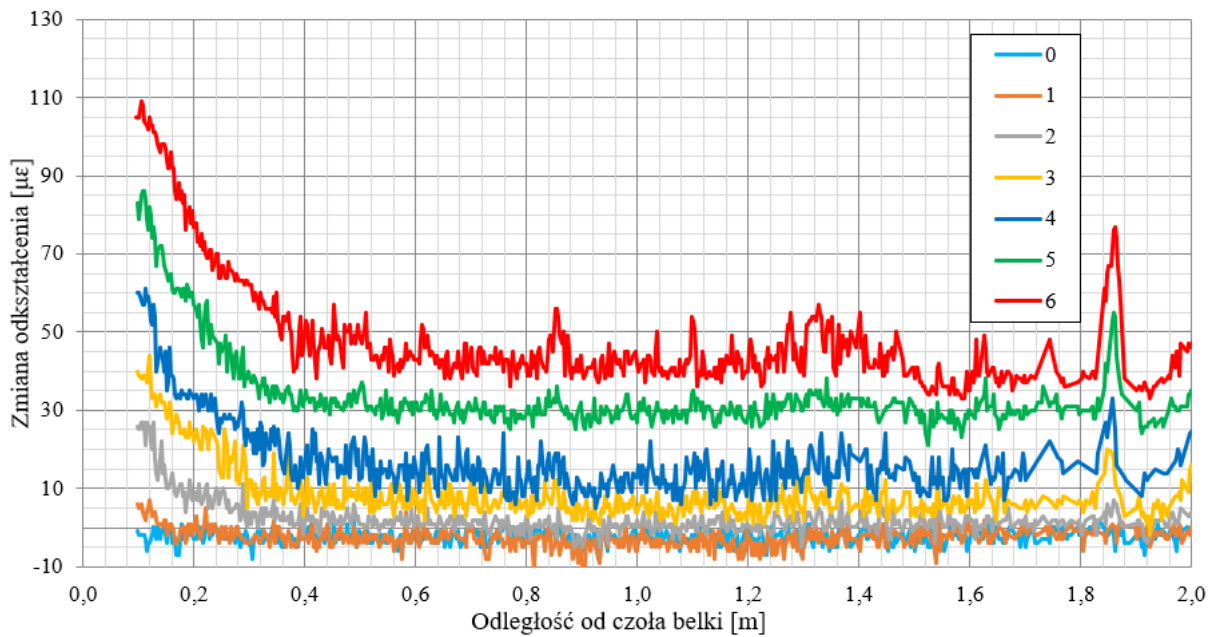
Element B 2-1b



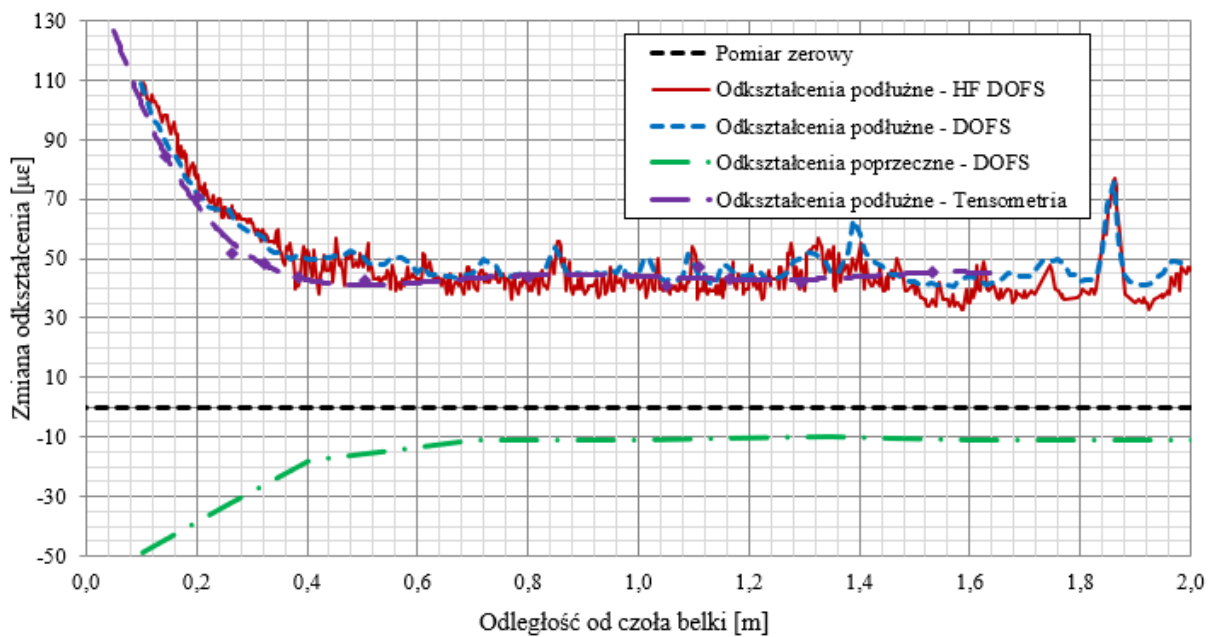
Rys. 64. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 2-1b.



Rys. 65. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika (P). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 2-1b.



Rys. 66. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w sześciu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 2-1b.

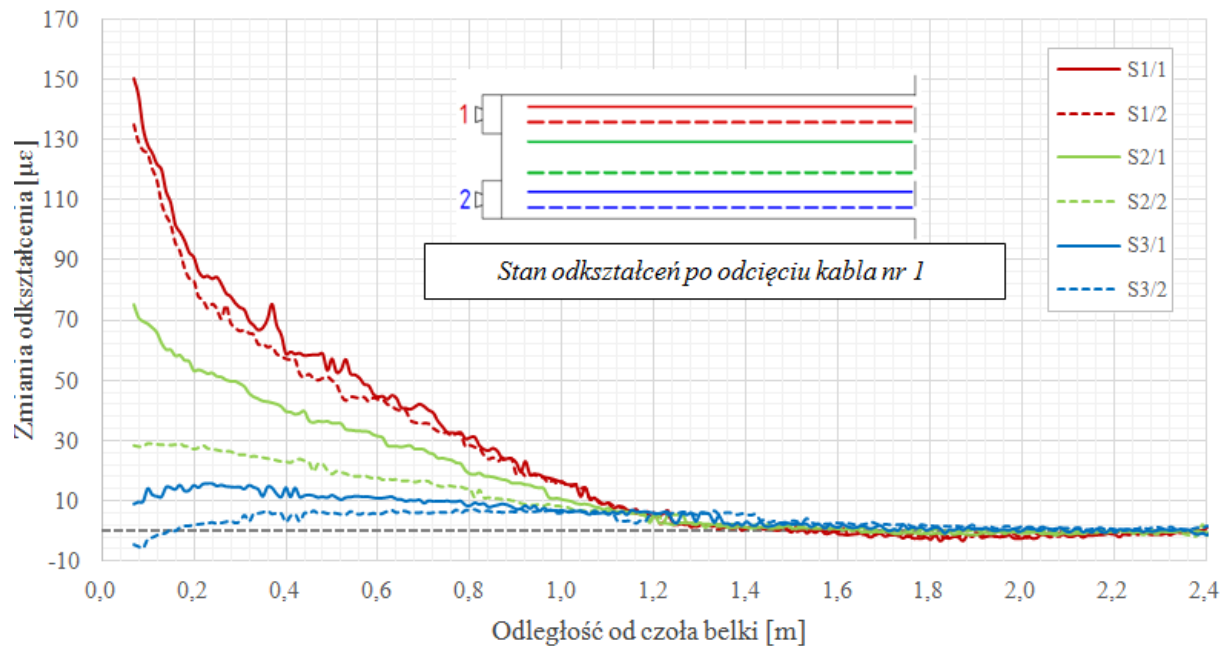


Rys. 67. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia - badanie B 2-1b.

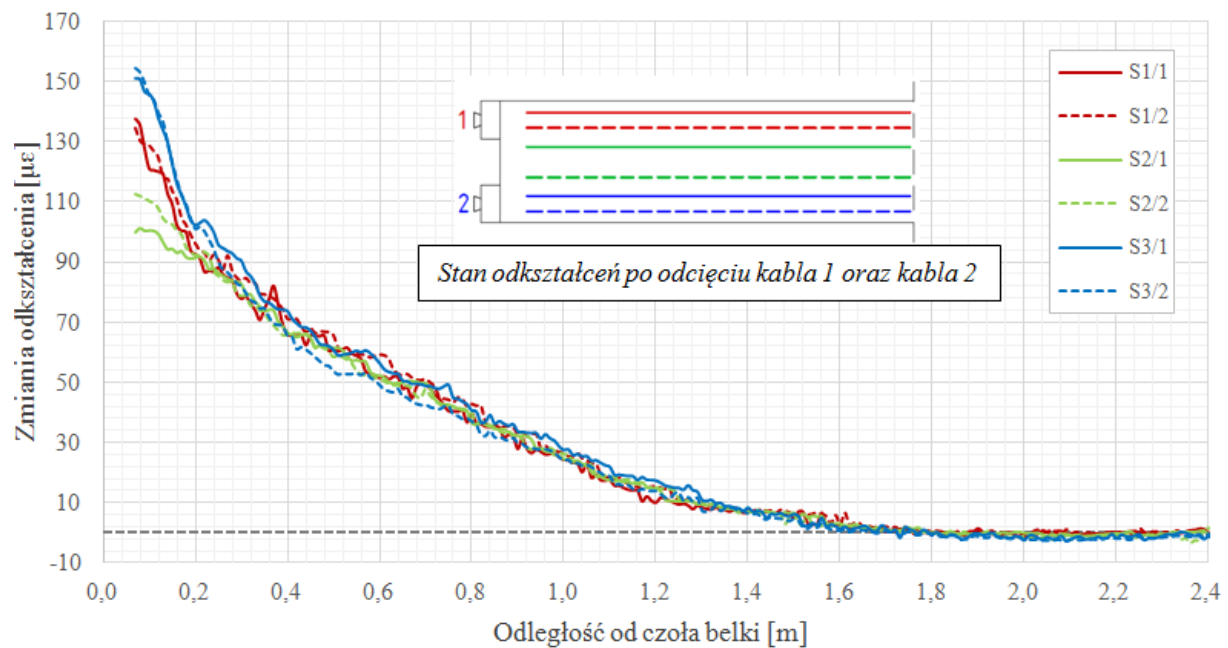
4.2.6. Wyniki badań dla odcinanych dolnych zakotwień (typ 2)

Wyniki badań długości transmisji siły sprężającej w przypadku utraty zakotwień dolnych kabli sprężających (typ 2) przedstawiono na rys. 68-72 dla elementu B 1-2 oraz na rys. 73-77 dla B 3-2.

Na rysunkach 68-70 przedstawiono wyniki statycznych pomiarów światłowodowych DOFS. Wykres na rys. 68 ilustruje zmianę odkształceń zarejestrowaną względem pomiaru zerowego odpowiednio po odcięciu zakotwienia kabla nr 1 (rys. 68a – przypadek niesymetryczny) oraz po odcięciu obu zakotwień dolnych kabli sprężających (rys. 68b).



(a)

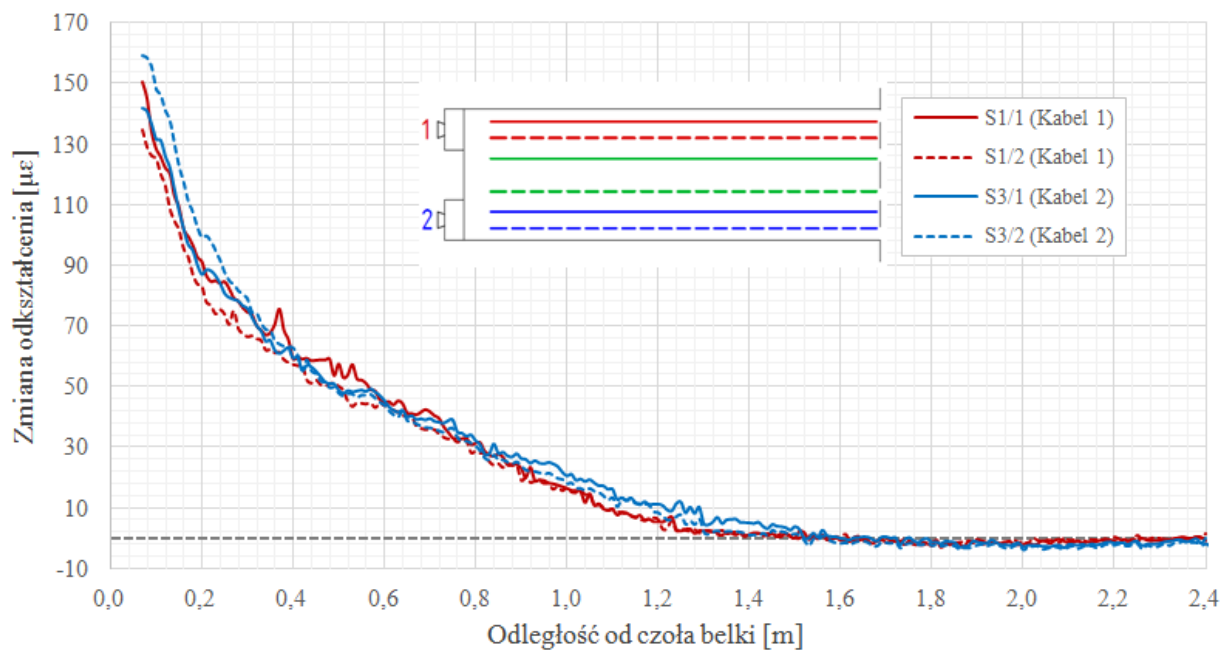


(b)

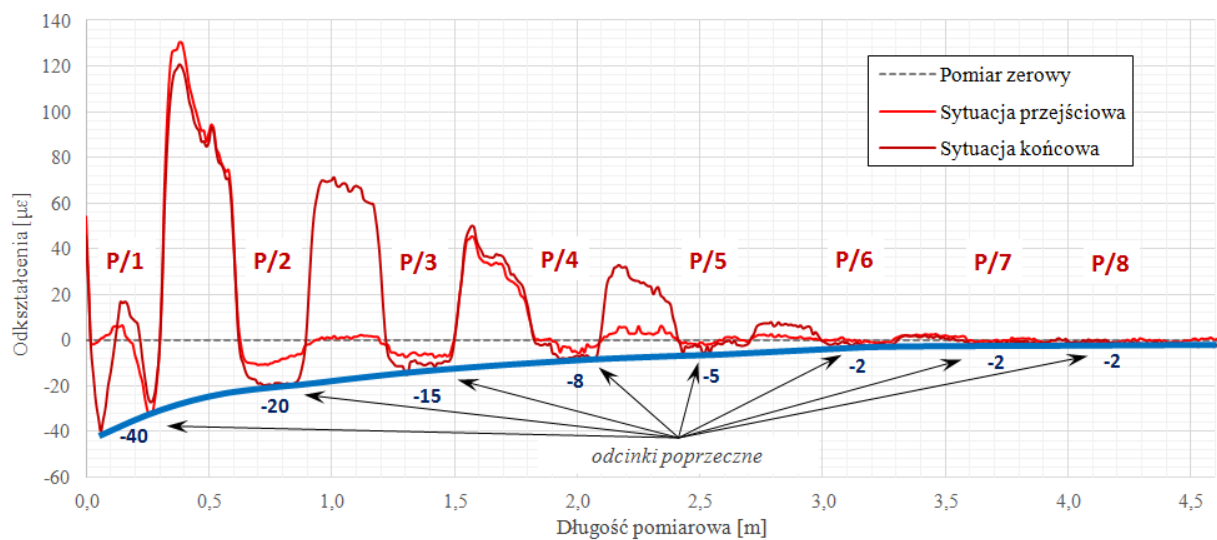
Rys. 68. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Stan po odcięciu zakotwienia: **a)** kabla nr 1, **b)** kabla nr 2. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-2.

Na rysunku 69 przedstawiono stan odkształceń zarejestrowany nad kablem nr 1 (kanał światłowodowy S1/1, S1/2) oraz nad kablem nr 2 (S3/1, S3/2) względem pomiaru wykonanego bezpośrednio przed odcięciem zakotwienia danego kabla. Wykres ten ilustruje zmianę odkształceń nad odpowiednim kablem sprężającym wywołaną bezpośrednio odcięciem zakotwienia danego kabla sprężającego.

Rysunek 70 przedstawia zmianę odkształceń poprzecznych, zarejestrowanych przez kanał światłowodowy (P) dla sytuacji przejściowej tj. po odcięciu zakotwienia kabla nr 1 (przypadek niesymetryczny) oraz dla sytuacji końcowej – pomiar po odcięciu zakotwień obu kabli sprężających. Linią niebieską oznaczono aproksymację zaniku zmian odkształceń poprzecznych na długości, w kierunku podłużnym elementu.

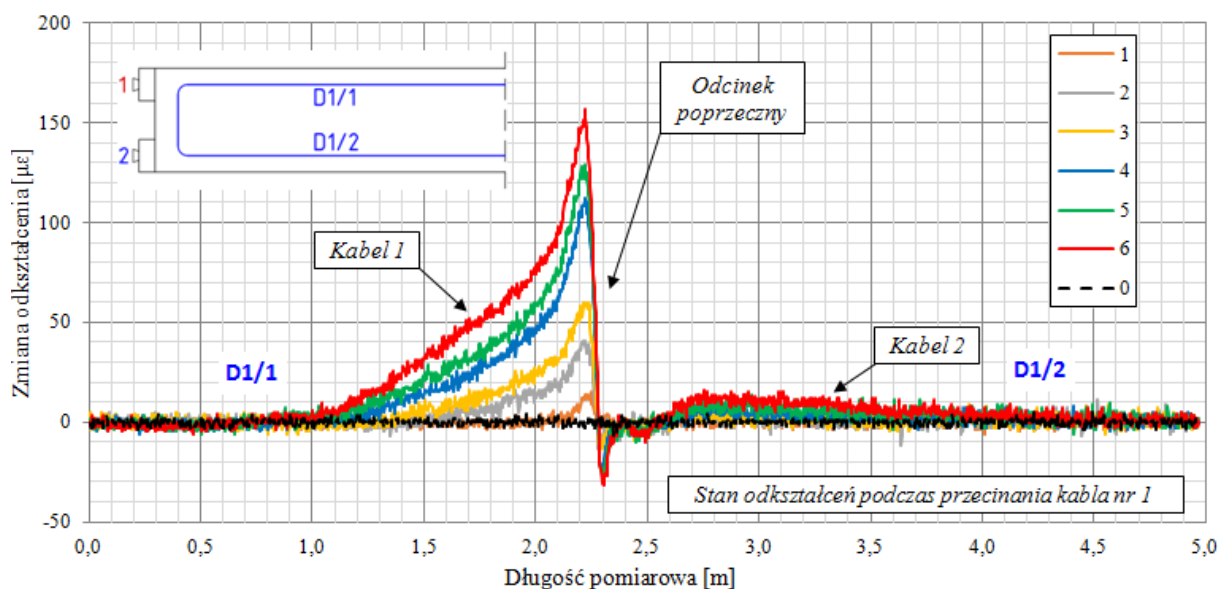


Rys. 69. Wykresy względnych zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-2.

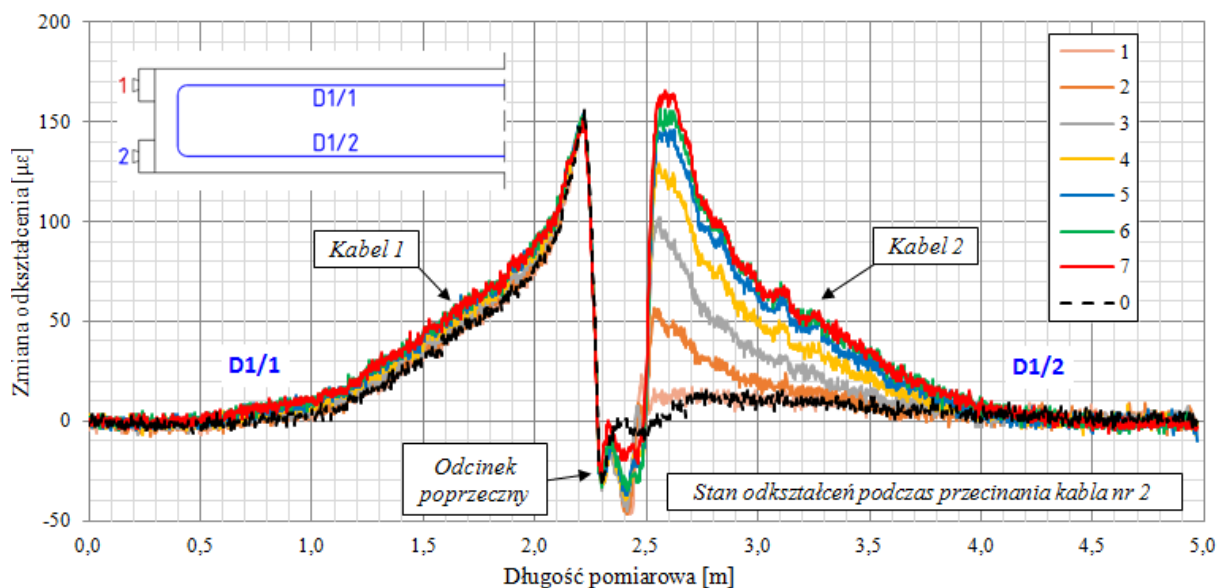


Rys. 70. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika P. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-2.

Rysunek 71 przedstawia wyniki dynamicznego pomiaru światłowodowego HF DOFS. Odcinek D1/1 rejestrował odkształcenia bezpośrednio nad kablem nr 1, natomiast odcinek D1/2 nad kablem sprężającym nr 2. Rys. 71a ilustruje stan zmian odkształceń w poszczególnych krokach przyrostu odkształcenia, które wystąpiły podczas odcinania zakotwienia kabla nr 1. Rys. 71b natomiast, przedstawia zmiany odkształceń podczas odcinania zakotwienia kabla nr 2. Referencyjny krok '0' na rys. 71b jest ostatnim krokiem czasowym na rys. 71a, przedstawia zatem ustabilizowany stan odkształceń po odcięciu zakotwienia kabla nr 1.



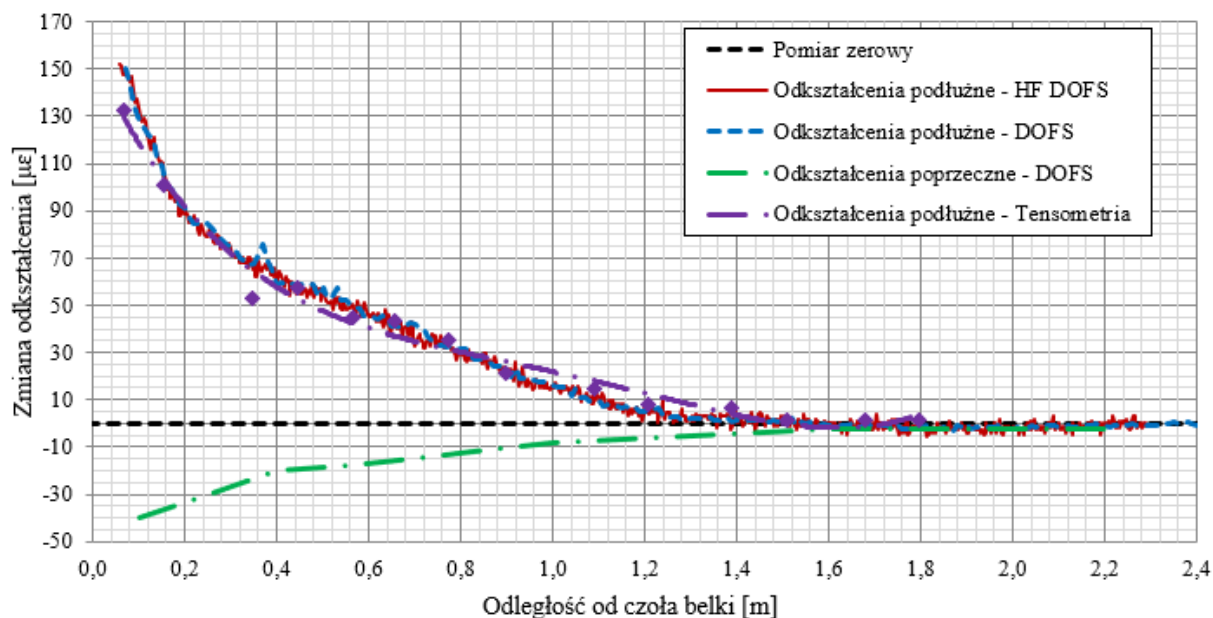
(a)



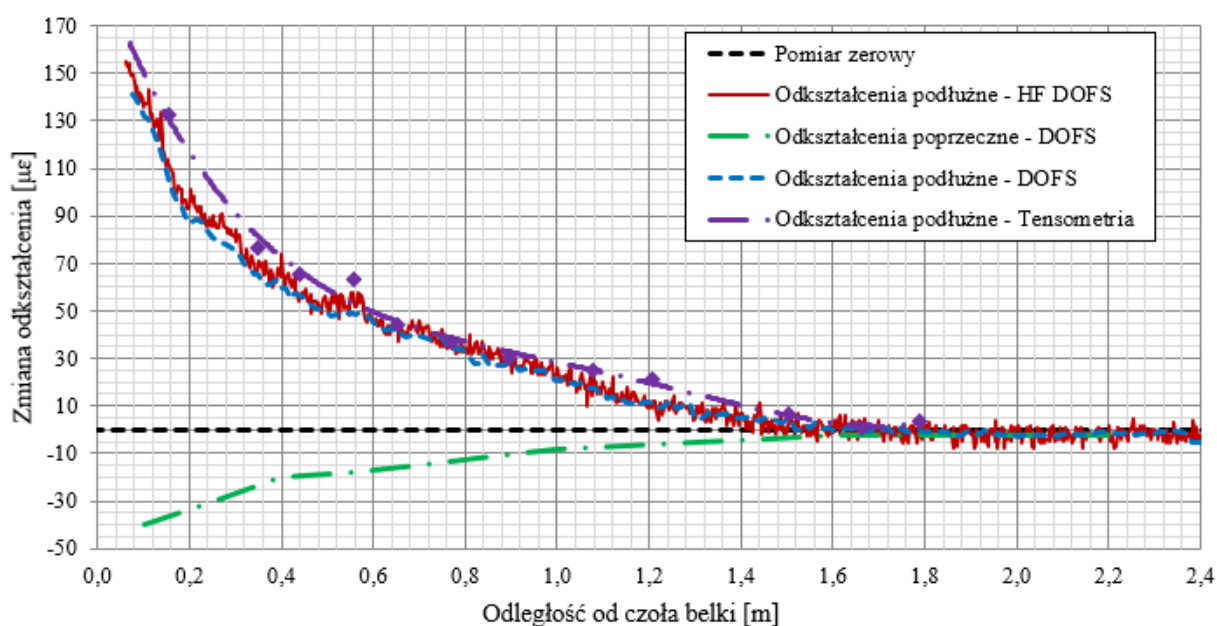
(b)

Rys. 71. Wykres zmian odkształceń na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w krokach czasowych. Stan podczas odcinania zakotwienia: **a)** kabla nr 1, **b)** kabla nr 2. Pomiary HF DOFS, badanie B 1-2.

Na rysunku 72 zestawiono wyniki pomiarów zmian odkształceń dla badania B 1-2, zarejestrowane wszystkimi metodami pomiarowymi. Podobnie jak na rysunku 69, wykres należy interpretować jako zmianę odkształcenia zarejestrowaną nad odpowiednim kablem, wywołaną odcięciem zakotwienia danego kabla (zmiana odkształcenia odniesiona do pomiaru bezpośrednio przed odcięciem zakotwienia danego kabla).



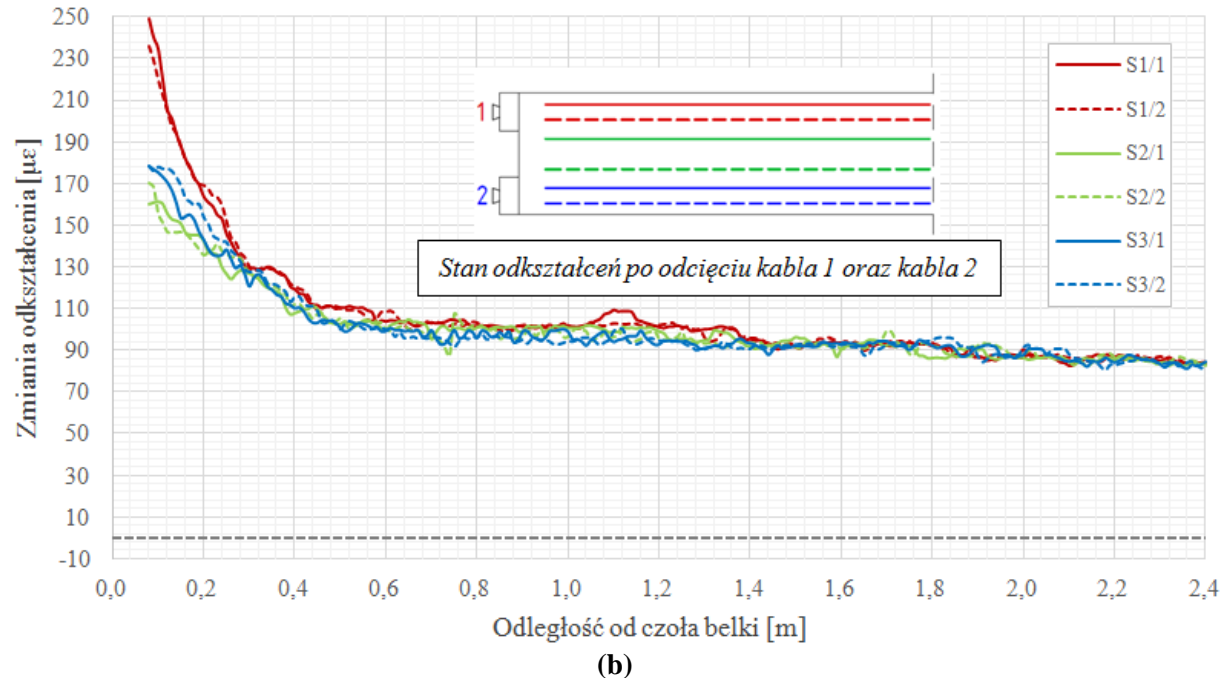
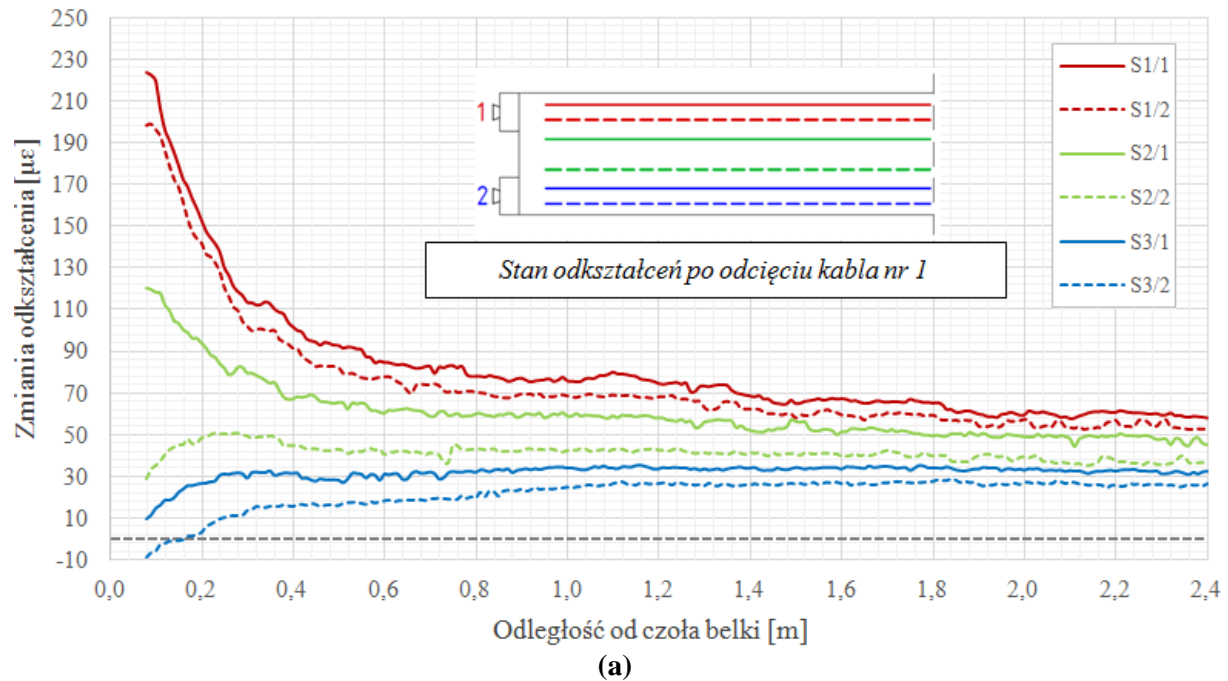
(a)



(b)

Rys. 72. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia dla: **a)** kabla nr 1, **b)** kabla nr 2 - badanie B 1-2.

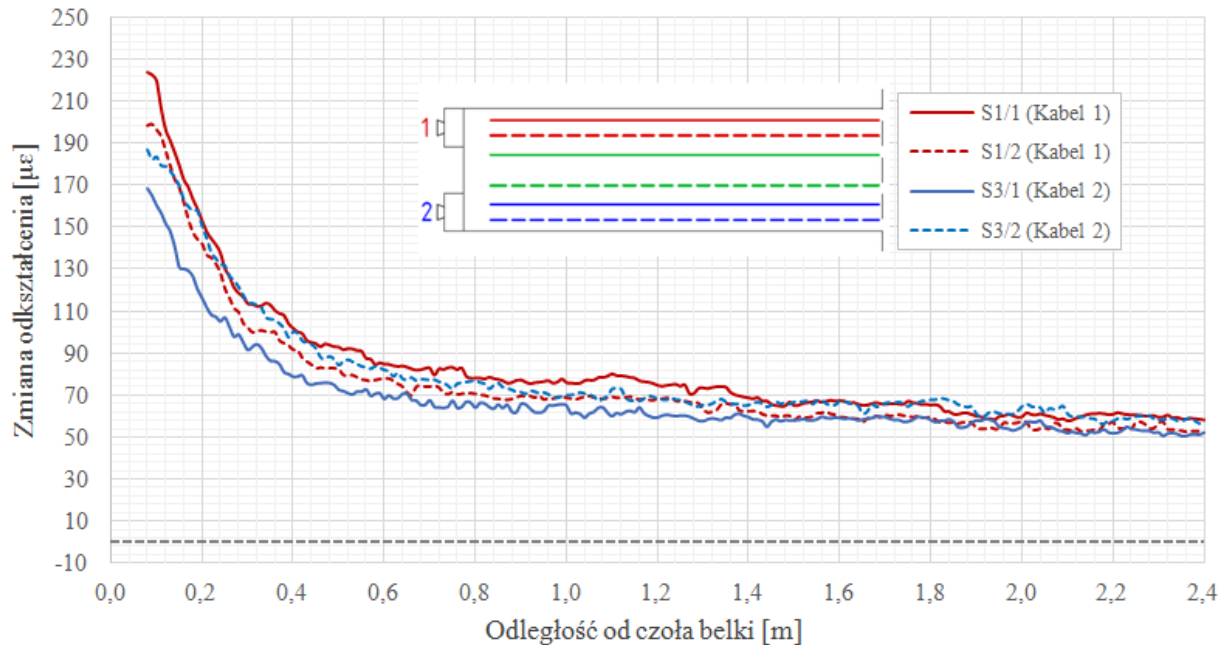
W analogicznej formie poniżej przedstawiono wyniki pomiarów badanego elementu B 3-2. Rysunki 73-75 przedstawiają wyniki statycznych pomiarów światłowodowych DOFS. Wykres na rys. 73 ilustruje zmianę odkształceń zarejestrowaną względem pomiaru zerowego odpowiednio po odcięciu zakotwienia kabla nr 1 (rys. 73a) oraz po odcięciu obu zakotwień dolnych kabli sprzężających (rys. 73b).



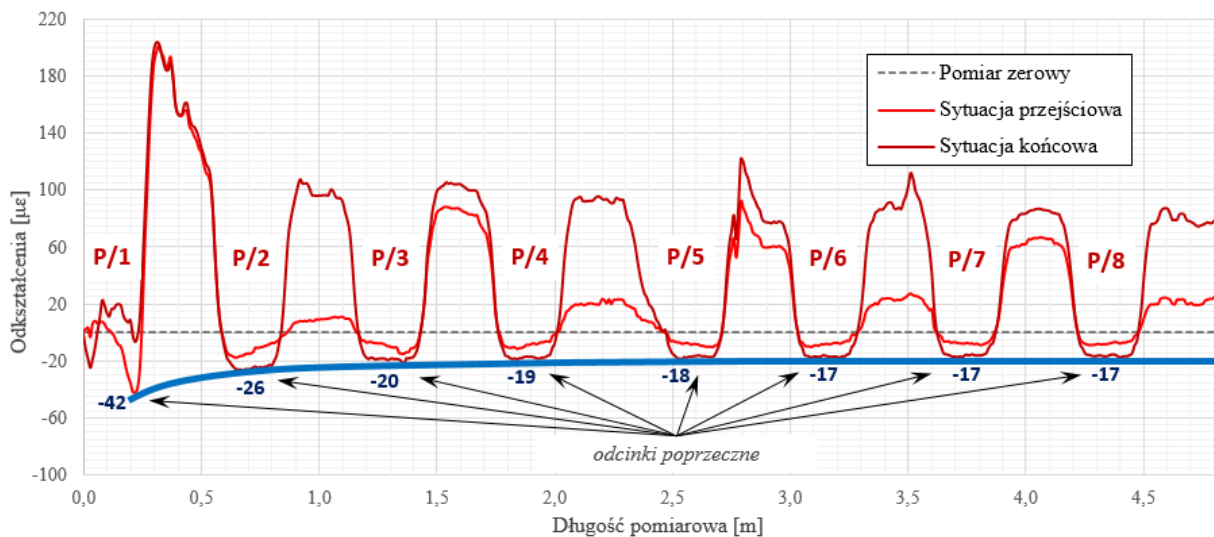
Rys. 73. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Stan po odcięciu zakotwienia: **a)** kabla nr 1, **b)** kabla nr 2. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 3-2.

Na rysunku 74 przedstawiono stan odkształceń zarejestrowany kanałami światłowodowymi S1/1, S1/2 oraz S3/1, S3/2 odpowiednio nad kablem sprzężającym nr 1 i nr 2 w odniesieniu do pomiaru wykonanego bezpośrednio przed odcięciem zakotwienia danego kabla.

Rysunek 75 przedstawia zmianę odkształceń poprzecznych, zarejestrowanych przez kanał światłowodowy (P) dla sytuacji przejściowej – po odcięciu zakotwienia kabla nr 1 oraz dla sytuacji końcowej – po odcięciu zakotwień obu kabli sprężających. Linią niebieską oznaczono aproksymację zaniku zmian odkształceń poprzecznych na długości, w kierunku podłużnym elementu.

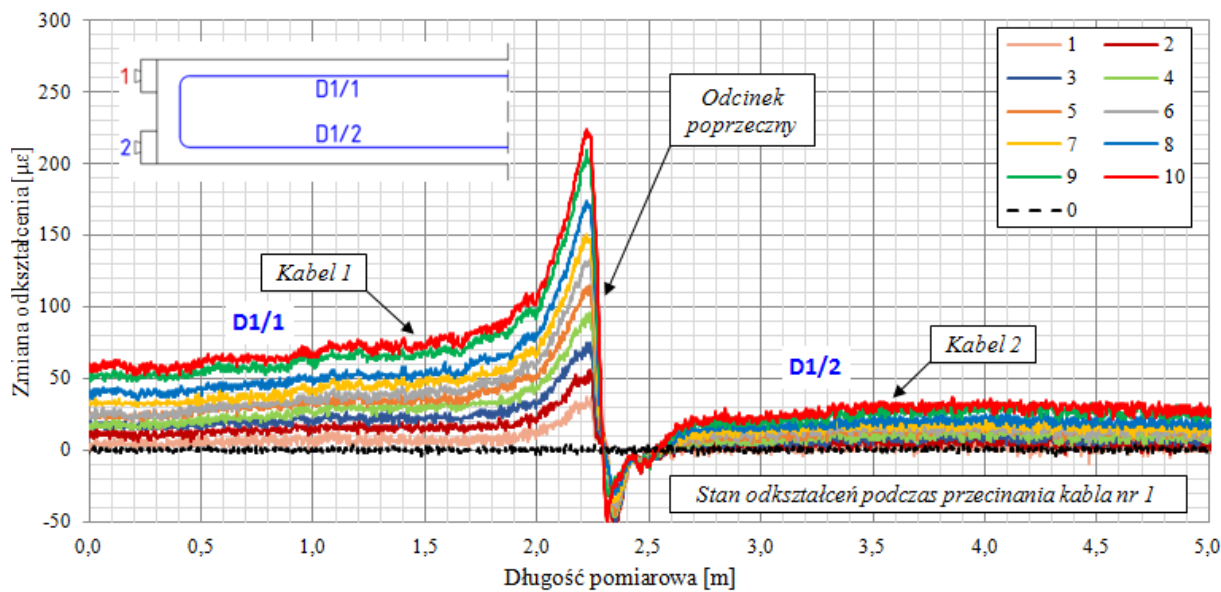


Rys. 74. Wykresy względnych zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 3-2.

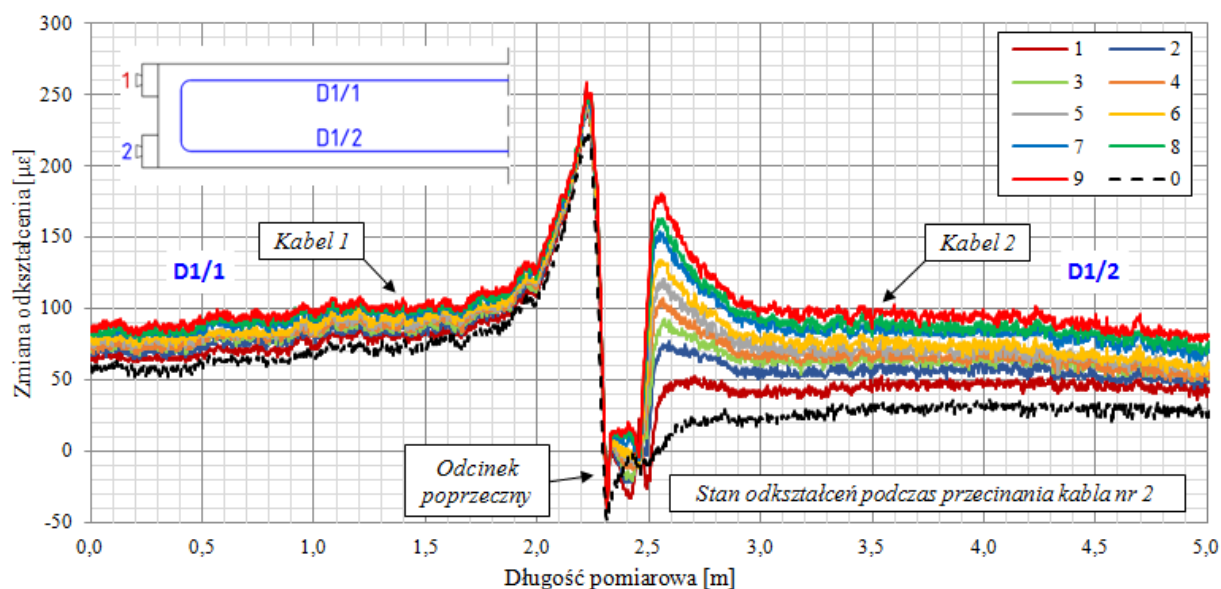


Rys. 75. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika P. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 3-2.

Rys. 76a ilustruje stan zmian odkształceń (dla pomiaru HF DOFS) w poszczególnych krokach przyrostu odkształcenia, które wystąpiły podczas odcinania zakotwienia kabla nr 1 dla pomiaru HF DOFS. Rys. 76b natomiast, przedstawia zmiany odkształceń podczas odcinania zakotwienia kabla nr 2. Referencyjny krok '0' na rys. 76b jest ostatnim krokiem czasowym na rys. 76a (krok 10), przedstawia zatem ustabilizowany stan odkształceń po odcięciu zakotwienia kabla nr 1.



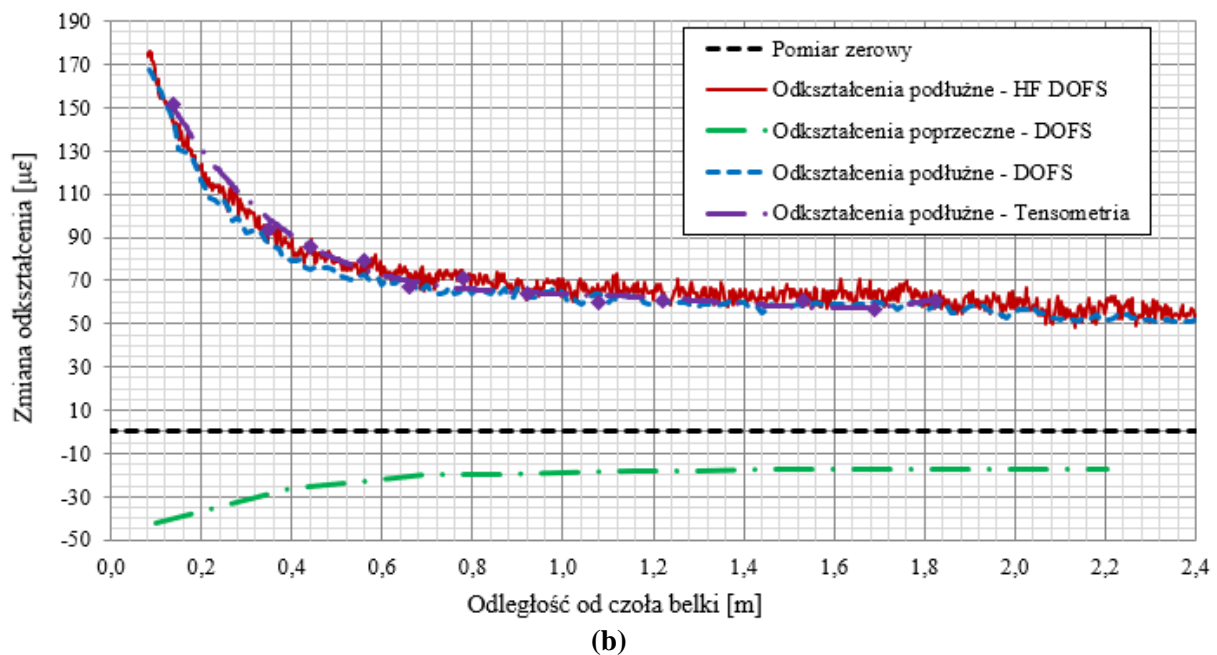
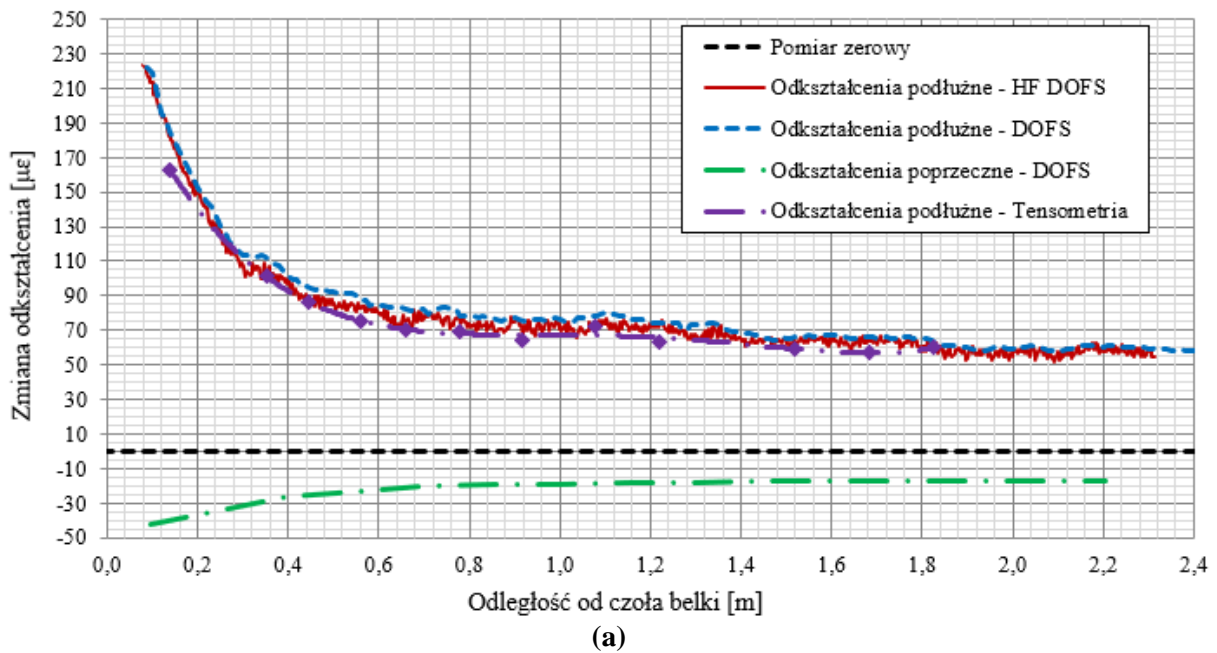
(a)



(b)

Rys. 76. Wykres zmian odkształceń na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w krokach czasowych. Stan podczas odcinania zakotwienia: **a)** kabla nr 1, **b)** kabla nr 2. Pomiary HF DOFS, badanie B 3-2.

Na rysunku 77 zestawiono wyniki pomiarów zmian odkształceń dla badania B 3-2 (DOFS, HF DOFS, tensometria elektrooporowa). Wykres ilustruje zmianę odkształceń zarejestrowaną nad odpowiednim kablem, wywołaną odcięciem zakotwienia danego kabla (zmiana odkształcenia odniesiona do pomiaru bezpośrednio przed odcięciem zakotwienia danego kabla).



Rys. 77. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia dla: **a)** kabla nr 1, **b)** kabla nr 2 - badanie B 3-2.

4.2.7. Podsumowanie badań długości transmisji siły sprężającej

Wyniki powyższych badań wyraźnie wskazują, że transmisja siły sprężającej z kabla typu Freyssinet, w sytuacji utraty zakotwienia, jest możliwa. Kluczowym czynnikiem wpływającym na efektywność transmisji jest jakość iniekcji kanałów kablowych. Dla kabli z dobrą jakością iniekcji kanałów (belki – B 1-2, B 1-1b) obserwuje się zanik zmian odkształceń na skończonej długości elementu. W przypadku kabli ze złą jakością iniekcji (B 3-2, B 1-0, B 2-1b), obserwuje się ustabilizowanie zmian odkształceń na odcinku pomiarowym, jednakże wartości nie zbiegają do zera. Naciąg drutów nieotulonych iniekcją jest bezpowrotnie utracony, na co wskazują również wysokie wartości wślizgu niezakotwionych drutów (patrz – tabela 25).

W przypadku utraty zakotwienia kabla, obserwowany wślizg poszczególnych drutów tworzących kable, których kanały zostały odpowiednio zainiektowane jest niewielki. Taki stan rzeczy dotyczy elementów B 1-2 oraz B 1-1b.

Zaobserwowano również przypadek pośredni, w którym jakość iniekcji kanałów kablowych określono jako akceptowalna – B 1-1a, B 2-1a. W przypadku tych elementów obserwuje się większy wślizg dla kilku drutów, które na krótkim odcinku (przy zakotwieniu kabla) nie były w pełni otulone zaczynem iniekcyjnym, co rzutuje na wyższe sumaryczne wartości wślizgu.

W tabeli 25 zestawiono wślizg poszczególnych drutów po utracie zakotwienia kabla sprężającego dla badanych elementów wraz z odchyleniem standardowym v_s i sumaryczną wartością poślizgu wszystkich drutów tworzących kable.

Tabela 25. Wartość wślizgu [mm] poszczególnych drutów tworzących kable sprężający.

Numer drutu sprężającego	B 1-0	B 1-1a	B 1-1b	B 2-1a	B 2-1b	B 1-2 (K1)	B 1-2 (K2)	B 3-2 (K1)	B 3-2 (K2)
1	4,4	5,5	0,5	0,0	0,0	2,2	3,8	24,0	14,0
2	11,8	4,0	0,9	0,0	0,1	3,8	3,0	22,2	12,1
3	8,3	4,4	0,6	0,0	29,4	2,5	2,9	28,4	17,6
4	0,0	5,5	0,8	6,7	30,4	1,0	0,8	19,8	19,6
5	2,0	1,0	0,9	3,6	0,0	1,3	1,1	22,2	16,9
6	4,3	0,8	0,7	0,1	33,4	0,8	0,5	17,7	19,3
7	3,9	1,9	0,5	0,1	28,0	0,9	0,6	14,6	13,7
8	1,9	1,3	0,6	4,3	28,9	1,0	0,8	16,0	9,6
9	1,2	0,2	0,8	4,2	29,1	1,1	0,5	20,2	9,3
10	4,9	0,1	0,5	0,0	28,5	2,1	0,4	19,4	9,9
11	6,4	0,5	0,9	0,1	0,0	1,5	0,9	18,6	17,1
12	1,6	0,3	0,6	0,0	0,1	1,6	0,6	26,0	18,3
Suma	42,8	24,7	6,8	19,0	207,8	16,7	14,4	204,5	142,0
v_s	3,3	2,1	0,2	2,4	15,3	0,9	1,2	4,0	3,9
Średnia	6,7	3,6	1,2	3,4	35,9	2,6	2,1	34,3	24,8

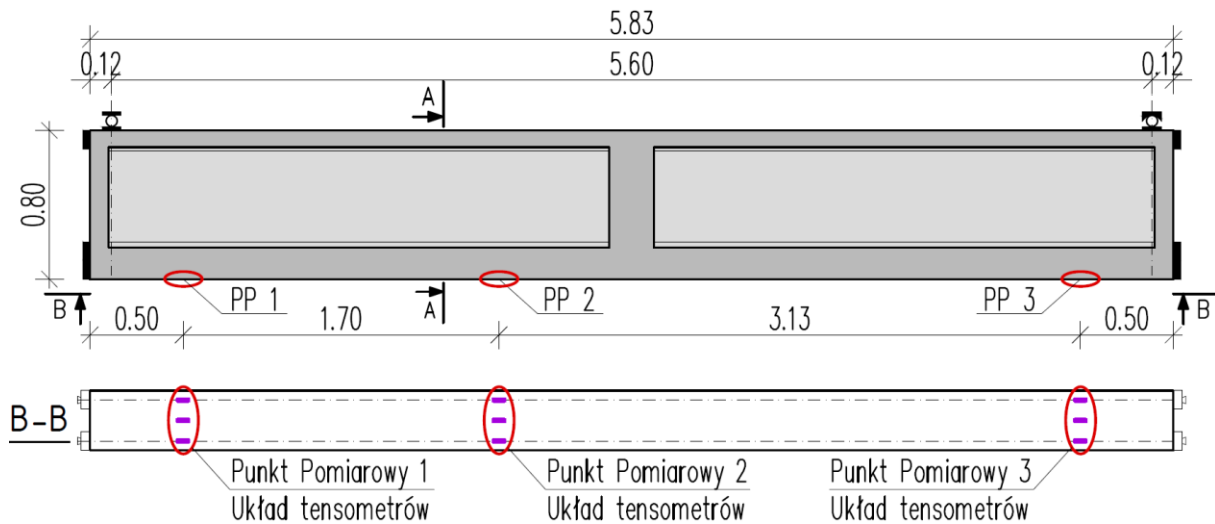
4.3. Pomiar sił sprężających w belkach kabl betonowych

Zachodzące przez ponad 55 lat straty sił sprężających znacząco zredukowały rzeczywisty efekt sprężenia w przedmiotowych belkach KBP 80/6. W niniejszym punkcie przedstawiono pomiar sił sprężających w cięgnach [174].

Według dokumentacji projektowej kable sprężające 12Ø5 zostały naprężone do wartości 10000 at, co w przeliczeniu na jednostki SI daje 981 MPa. Zatem początkowa siła naciągowa pojedynczego kabla została zaprojektowana na około 230 kN. Do pomiaru siły w kablach sprężających wykorzystano belkę oznaczoną jako S-1 – stanowisko badawcze przedstawiono na rysunku 78. Na dolnej powierzchni półki dolnej belki wydzielono trzy obszary pomiarowe, oznaczone kolejno od PP1 do PP3. Belka była badana w pozycji odwróconej.

Zastosowano odkształceniowe metody pomiaru siły sprężającej – seminiszczącą oraz niszczącą (patrz – rys. 16) Badanie podzielono na dwa etapy:

- S-1a (I etap) – pomiar sił sprężających wykonano metodą cięcia otuliny betonowej,
- S-1b (II etap) – pomiar sił sprężających wykonano metodą cięcia kabla.



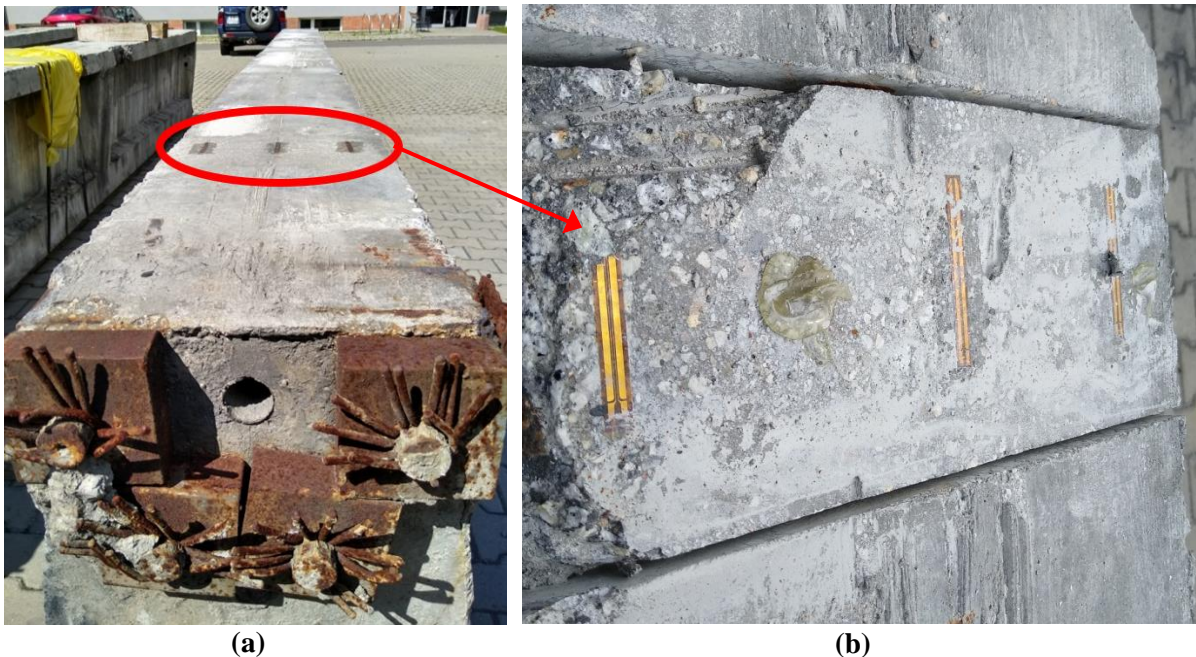
Rys. 78. Schemat stanowiska do badania siły sprężającej.

Ponadto korzystając z danych dostępnych po przeprowadzeniu programu badawczego, możliwe było obliczeniowe oszacowanie siły sprężającej na podstawie momentów rysujących dla poszczególnych elementów w badaniach nośności (p. 4.1).

W celu uzupełnienia niniejszej analizy, siłę sprężającą oszacowano również na podstawie obliczeń strat siły sprężającej metodą normową zawartą w Eurokodzie 2 [N1].

S-1a. Pomiar sił sprężających metodą cięcia otuliny betonowej

W pierwszym etapie badania elementu S-1 we wszystkich punktach pomiarowych przygotowano 3 tensometry elektrooporowe o bazie pomiarowej 60 mm, które rejestrowały odkształcenia na powierzchni betonu w bezpośrednim sąsiedztwie kabli sprężających (fot. 48a). Następnie nacinano otulinę betonową z obu stron tensometrów na głębokość ~ 30 mm. Wydzielony w ten sposób blok otuliny betonowej o szerokości 100 mm lokalnie utracił naprężenia ściskające, będące efektem sprężenia (fot. 48b).



Fot. 48. a) Tensometry przygotowane w punkcie pomiarowym; b) element z naciętą otuliną betonową po przeprowadzonym badaniu S-1a.

S-1b. Pomiar sił sprężających metodą cięcia kabla

W kolejnym etapie badania na elemencie S-1 przeprowadzono pomiar metodą cięcia kabla. W każdym z trzech punktów pomiarowych, po odkuciu wstępnie naciętej otuliny betonowej w badaniu seminiszczącym i oczyszczeniu zewnętrznych drutów kabli sprężających z iniekcji cementowej (fot. 49a), bezpośrednio na powierzchni drutów naklejono tensometry elektrooporowe o bazie pomiarowej 5 mm (fot. 49b). Po zabezpieczeniu tensometrów przecięto druty w obu dolnych kablach.



Fot. 49. a) Przygotowanie kabla sprężającego; b) tensometry na powierzchni drutów dla badania S-1b.

4.3.1. Procedura obliczeń siły w kablach sprężających

Obliczenia siły sprężającej w kablu na podstawie danych projektowych

Obliczeniowe oszacowanie istniejącej siły sprężającej wykonano w oparciu o założenie, że wszystkie kable zostały naciągnięte jednakową siłą, podaną w dokumentacji projektowej elementu typowego. Straty siły sprężającej obliczono na podstawie p. 5.10 Eurokodu 2 [N1]. Podstawowe założenia podjęte przy obliczeniach strat siły sprężającej zestawiono w tabeli 26.

Należy pamiętać, że końcowa oszacowana wartość strat siły sprężającej bardzo silnie zależy od założeń obliczeniowych, które powinny możliwie dokładnie opisywać rzeczywisty analizowany przypadek. Na przykład, w przypadku krótkich elementów strata siły spowodowana poślizgiem cięgien w zakotwieniu ma bardzo istotny udział w całkowitych stratach. Wielkość jednoczesnego poślizgu drutów zakotwionych stożkiem stalowym wynosi około 3 do 6 mm, w zależności od dokładności dobicia stożka kotwiącego [80]. Poślizgi 3-milimetrowe występowały w przypadku realizacji sprężenia przy dużej dokładności prac, co jest szczególnie wymagane w krótkich elementach kablobetonowych. W przypadku mocnego dobicia stożka o pobocznicę profilowanej uzyskiwano dolne wartości poślizgu. Różnica wielkości straty siły spowodowanej poślizgiem wyznaczonej dla poślizgu równego 3 mm, w porównaniu do poślizgu 6 mm wynosi 122,5 kN (zmiana o 11% siły początkowej P_0).

Moduł sprężystości betonu w chwili sprężenia założono na poziomie 85% wartości uzyskanej z badań próbek betonowych wyciętych z przedmiotowych belek (p. 4.5). Procentowy przyrost modułu sprężystości betonu założono na podstawie badań betonu na kruszywach granitowych zawartych w pracy [175].

W tabeli 27 przedstawiono wyniki obliczeń strat siły sprężającej. Wartości strat zawarte w tabeli obliczono w przekroju środka rozpiętości belki, co w analizowanym elemencie w przybliżeniu reprezentuje średnią wartość strat (oraz siły sprężającej) na długości belki.

Tabela 26. Założenia do obliczenia strat siły sprężającej.

P_0 – początkowa siła naciągowa kabli	<i>Początkowe naprężenie naciągowe według projektu KBP 80/6</i>	$\sigma_{p,mt} = 981 \text{ MPa}$
ΔP_μ – strata w wyniku tarcia cięgien o kanał kablowy	- naciąg jednostronny - prostoliniowa trasa kabli - kanał kablowy bez osłonek	$\mu = 0,17$ $k = 0,008 \text{ rad/m}$
ΔP_{sl} - strata w wyniku poślizgu cięgien w zakotwieniach	$a_p = 3 \text{ mm}$ ($a_p^* = 6 \text{ mm}$)	$x_0 > L$
ΔP_c – strata wywołana odkształceniem sprężystym betonu	- 5 operacji naciągowych - kolejność naciągu kabli według projektu - w chwili sprężenia $E_{cm0} = 0,85 E_{cm}$	$E_{cm} = 34,9 \text{ GPa}$ $E_{cm0} = 29,7 \text{ GPa}$
Założenia na potrzeby obliczenia efektów reologicznych	$t_0 = 10 \text{ dni}$ - czas sprężenia $RH = 50\%$ - wilgotność $h_0 = 157 \text{ mm}$ ($u = 2440 \text{ mm}$) $\alpha = 0$ - CEM 'N' $\rho_{1000} = 2,5\%$ - niska relaksacja	$\varphi(t_{50}, t_0) = 2,14$ $\varepsilon_{cs} = 3,77 \cdot 10^{-4}$ $\Delta\sigma_{pr} = 9,6 \text{ MPa}$

Tabela 27. Obliczenia strat siły sprężającej.

	Wartość całkowita	Wartość dla A_{p1}¹	Wartość dla A_{p2}²	Wartość uśredniona³	Zmiana względem P_0
P_0 – początkowa siła naciągowa kabli	1155,3 kN	924,2 kN	231,1 kN	231,1 kN	-
ΔP_μ – strata w wyniku tarcia cięgien o kanał kablowy	4,4 kN	3,5 kN	0,9 kN	0,9 kN	< 1%
ΔP_{sl} – strata w wyniku poślizgu cięgien w zakotwieniach	122,4 kN (244,9 kN)*	98,0 kN	24,4 kN	24,5 kN	11%
ΔP_c – strata wywołana odkształceniem sprężystym betonu	18,0 kN	18,8 kN	- 0,8 kN	3,6 kN	2%
P_{m0} – siła sprężająca po stratach doraźnych	1010,5 kN	803,9 kN	206,6 kN	202,1 kN	13%
ΔP_{c+s+r} – straty opóźnione	163,5 kN	144,2 kN	19,3 kN	32,7 kN	14%
$P_{mt}(t_{50})$ – siła sprężająca po stratach całkowitych	847,0 kN	659,7 kN	187,3 kN	169,4 kN	27%

* Wartość obliczona przy założeniu długości poślizgu kabla w zakotwieniu 6 mm; Dla dalszej analizy założono długość poślizgu 3 mm – wartość spodziewana

¹ wartość dla dolnych kabli sprężających 4x 12Ø5 $A_{p1} = 942 \text{ mm}^2$

² wartość dla górnego kabla sprężającego 1x 12Ø5 $A_{p2} = 236 \text{ mm}^2$

³ wartość uśredniona dla pojedynczego kabla sprężającego 12Ø5 $A_p = 236 \text{ mm}^2$

Obliczenie siły sprężającej na podstawie pomiaru momentu rysującego

Siła w kablach sprężających może być wyznaczona znając wartość momentu rysującego oraz wytrzymałości na rozciąganie betonu dla elementu (wzory 47, 48). Kluczowa dla dokładności określenia siły sprężającej tą metodą jest znajomość wytrzymałości betonu na

rozciąganie dla analizowanego elementu. W tabeli 28 przedstawiono wyniki obliczenia siły sprężającej P_{mt} i P_{mt}^I oraz naprężenia $\sigma_{p,mt}$, na podstawie momentu rysującego M_{cr} z badań nośności elementów (rozdział 4.1). We wszystkich dalszych obliczeniach wartość siły P_{mt}^I reprezentuje uśrednioną siłę naciągu pojedynczego kabla sprężającego 12Ø5.

$$M_{cr} = W_{cs} \cdot (\sigma_c + f_{ctm}) \quad (47)$$

$$P_{mt}(M_{cr}) = \frac{\frac{M_{cr}}{W_{cs}} - f_{ctm}}{\frac{1}{A_{cs}} + \frac{z_{cp} \cdot \nu_{cs}}{I_{cs}}} \quad (48)$$

Tabela 28. Wyniki obliczeń rzeczywistej siły sprężającej na podstawie momentu rysującego.

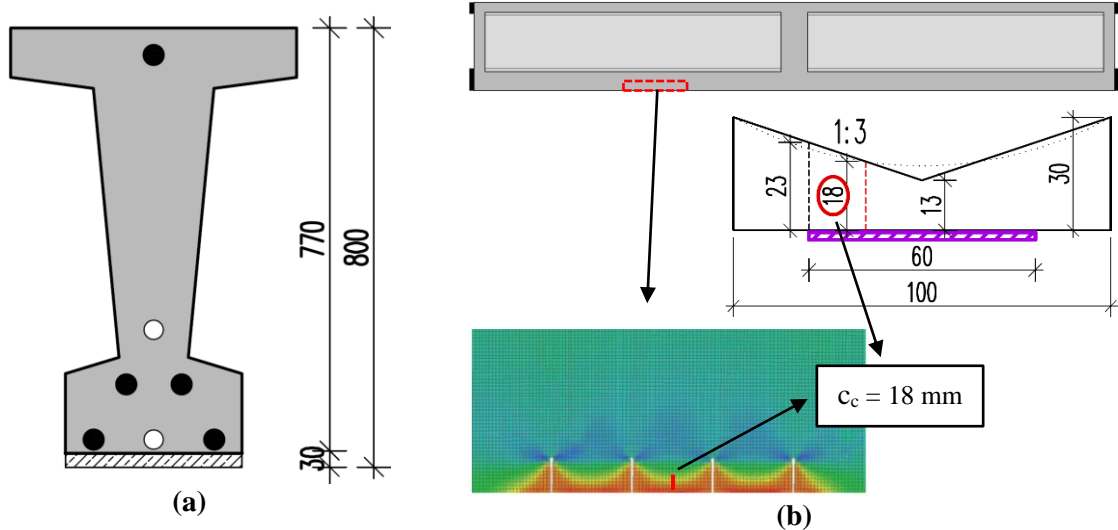
Oznaczenie belki	B 1-0	B 1-1a	B 1-1b	B 1-2	B 2-0	B 2-1a	B 2-1b	Wartość średnia
M_{cr} [kNm]	440,9	472,5	492,6	519,8	499,6	484,3	506,2	488,0
P_{mt} [kN]	818,1	904,9	960,0	1034,7	979,2	937,2	997,4	947,4
P_{mt}^I [kN]	163,6	181,0	192,0	206,9	195,8	187,4	199,5	189,5
$\sigma_{p,mt}$ [MPa]	694	768	815	878	831	796	847	804

W analizowanym przypadku wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie przyjęto bazując na badaniach materiałowych (uśrednionych dla czterech badanych belek – wyniki badań podano w p. 4.5.1) na poziomie 4,0 MPa. Dla przykładu w przypadku dokładności określenia wytrzymałości betonu na rozciąganie $\pm 0,5$ MPa, wtedy otrzymane wartości siły sprężającej dla jednego kabla to 180 kN ($f_{ctm} = 4,5$ MPa) oraz 199 kN (3,5 MPa). Zatem, w analizowanym przypadku, wpływ niepewności określenia wytrzymałości betonu na rozciąganie powoduje zmianę oszacowanej wielkości siły sprężającej na poziomie $\pm 5\%$. Warto zwrócić uwagę, iż w przypadku określenia siły w kablach sprężających o większej mocy niedokładność oszacowania może znacząco wzrosnąć – obecnie siła rzędu 180 kN jest uzyskiwana w pojedynczym splocie 7Ø5.

Wyniki pomiaru sił sprężających metodą cięcia otuliny betonowej S-1a

W pierwszym etapie badania (S-1a) pomiar sił sprężających wykonano poprzez rejestrację zmiany odkształceń otuliny betonowej, która w wyniku obustronnego nacięcia uległa odprężeniu. Obliczenia siły sprężającej bazowały na założeniu, że w przekroju z naciętą otuliną betonową czynny przekrój elementu ulega zmianie. W konsekwencji charakterystyki geometryczne przekroju sprowadzonego również zostały zredukowane (rys. 79). Wysokość, na której zredukowano efektywny przekrój elementu uzasadniono (rys. 79b) numerycznie oraz analitycznie (zakładając rozchodzenie się naprężeń w betonie niezbrojonym z nachyleniem 1:3). Rysunek 80a przedstawia wybrane wykresy zmian odkształceń zarejestrowanych podczas badania metodą cięcia otuliny betonowej.

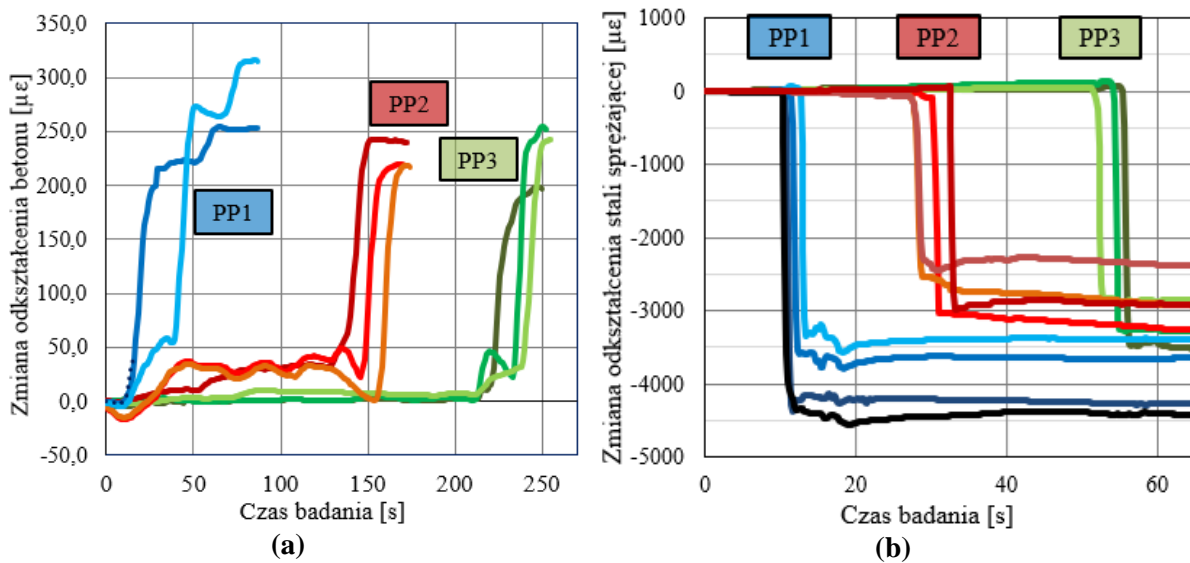
Pomierzone wartości zmiany odkształcenia betonu $\Delta \varepsilon_a$ oraz wyniki obliczeń siły sprężającej P_{mt} na podstawie pomiarów wykonanych w badaniach semiszczących S-1a zawarto w tabeli 29. Wartość siły P_{mt}^I reprezentuje uśrednioną siłę naciągu pojedynczego kabla sprężającego 12Ø5, natomiast $\sigma_{p,mt}$ średnią wartość naprężenia rozciągającego w stali sprężającej.



Rys. 79. a) Zredukowany przekrój elementu; b) lokalny efekt nacięcia otuliny betonowej.

Tabela 29. Obliczenia rzeczywistej siły sprężającej – nacięcie otuliny betonowej (badanie S-1a).

Numer tensometru	$\Delta \varepsilon_a$ [$\mu\varepsilon$]	P_{mt} [kN]	P_{mt}^I [kN]	$\sigma_{p,mt}$ [MPa]
PP1-1	253	802,3	160,5	681
PP1-3	316	1002,1	200,4	851
PP2-1	243	770,6	154,1	654
PP2-2	220	697,6	139,5	592
PP2-3	218	691,3	138,3	587
PP3-1	199	631,0	126,2	536
PP3-2	255	808,6	161,7	686
PP3-3	243	770,6	154,1	654
Odchylenie standardowe	33	104,3	20,9	89
Wartość średnia	243	771,8	154,4	655



Rys. 80. Wybrane wyniki pomiarów tensometrycznych a) metoda seminiszcząca S-1a; b) metoda niszcząca S-1b.

Wyniki pomiaru sił sprężających metodą cięcia kabla S-1b

W drugim etapie badania (S-1b) siłę sprężającą określono w wyniku bezpośredniej rejestracji zmiany odkształceń opomiarowanych drutów w trakcie ich przecinania. Dokładność wyznaczenia siły sprężającej zależy przede wszystkim od znajomości modułu sprężystości stali sprężającej – w obliczeniach przyjęto wartość $E_p = 194$ GPa, uzyskaną w badaniach drutów sprężających wyciętych po badaniu (patrz rozdział 4.5.1). Należy zaznaczyć, że w przypadku kabli sprężających składających się z grupy równoległych cięgien (w tym przypadku drutów), naciąg poszczególnych cięgien może być zróżnicowany. Dlatego istotne jest wykonywanie pomiaru na możliwie największej liczby cięgien (drutów) danego kabla.

Rysunek 80b przedstawia wybrane wykresy zmian odkształceń zarejestrowanych podczas badania metodą cięcia kabla (S-1b). W tabeli 30 przedstawiono obliczenia siły sprężającej P_{mt} i P_{mt}^I oraz naprężenia $\sigma_{p,mt}$, określonych na podstawie pomierzonych zmian odkształceń $\Delta\epsilon_b$.

Tabela 30. Obliczenia rzeczywistej siły sprężającej – przecięcie kabla (badanie S-1b).

Numer opomiarowanego drutu	$\Delta\epsilon_b$ [$\mu\epsilon$]	P_{mt} [kN]	P_{mt}^I [kN]	$\sigma_{p,mt}$ [MPa]
1	3574	816,8	163,4	693
2	3305	755,4	151,1	641
3	2913	665,8	133,2	565
4	4367	998,1	199,6	847
5	4551	1040,1	208,0	883
6	3784	864,8	173,0	734
7	3566	815,0	163,0	692
8	3292	752,4	150,5	639
9	3044	695,7	139,1	591
10	3808	870,3	174,1	739
11	4118	941,2	188,2	799
12	3724	851,1	170,2	722
Odchylenie standardowe	479	109,6	21,9	93
Wartość średnia	3671	838,9	167,8	712

4.3.2. Analiza otrzymanych wartości rzeczywistej siły w kablach sprężających

W tabeli 31 przedstawiono uzyskane wartości średnie pozostałej siły sprężającej w kablach. Jako wartość odniesienia założono wyniki uzyskane z najbardziej miarodajnej metody pomiarowej, tj. metody niszczącej (S-1b), z uwagi na bezpośredni pomiar odkształceń stali sprężającej, a w konsekwencji najmniejszą liczbę parametrów zmiennych, wpływających na końcową wartość siły sprężającej.

Tabela 31. Zestawienie uzyskanych wartości rzeczywistej siły sprężającej.

Metoda określenia siły	P_{mt} [kN]	P_{mt}^I [kN]	$\sigma_{p,mt}$ [MPa]	Różnica w stosunku do metody niszczącej $\Delta_{p,mt}$ [%]
Obliczenia strat siły sprężającej według EC2	847,0	169,4	719	1
Oszacowanie siły sprężającej na podstawie M_{cr}	947,4	189,5	804	13
Badanie S-1a – metoda cięcia otuliny betonowej	771,8	154,4	655	8
Badanie S-1b – metoda cięcia kabla	838,9	167,8	712	-

Analizując powyższe wyniki należy pamiętać, że oszacowanie siły sprężającej na podstawie momentu rysującego było wykonane dla elementów poddanych badaniom niszczącym (rozdział 4.1). Tak więc przeanalizowano większą liczbę elementów, które mogły różnić się od siebie dokładnością początkowego naciągu kabli sprężających, postępowaniem strat, a przede wszystkim wytrzymałością betonu na rozciąganie. Dalej, zebrane dane (razem z parametrami zmiennymi) zhomogenizowano otrzymując jedną średnią wartość siły jako wynik końcowy.

W przypadku badania S-1 wynik dotyczy jednego osobliwego elementu, zatem różne metody określenia siły w kablach były obarczone zminimalizowaną liczbą parametrów wpływających na końcowy wynik pomiaru siły sprężającej.

Otrzymane wartości siły sprężającej są zbliżone dla każdej z zastosowanych metod. Badania wykazały duże odchylenia standardowe wyników pomiarów metody niszczącej oraz seminiszczącej – patrz tab. 29 i tab. 30. Należy jednak zaznaczyć, że niepewność wyniku pomiaru wynika zarówno z technologii poszczególnych metod pomiarowych, jak i z samej staranności wykonania badanego elementu prefabrykowanego. Problem wpływu jakości wykonawstwa na wielkość siły sprężającej w kablach typu Freyssineta był dogłębnie analizowany probabilistycznie w pracy [143] – W. Ziobroń. Autor wskazał staranność prowadzenia procesu sprężania jako podstawowy czynnik wpływający na równomierność naciągu poszczególnych drutów w kablach (więcej informacji w p. 3.3.2).

Z punktu widzenia praktyki inżynierskiej obiecujący wydaje się być pomiar sił sprężających metodą cięcia otuliny betonowej (S-1a) – w zrealizowanych w ramach pracy badaniach, otrzymany wynik różnił się o 8% w stosunku do pomiaru S-1b, natomiast jest to metoda seminiszcząca możliwa do zastosowania in-situ bez konieczności wyłączenia badanego elementu z użytkowania. Niemniej jednak metoda ta wymaga dużej dokładności wykonania, a nacięcia otuliny betonowej muszą być wykonane z należytą starannością tak, aby nie uszkodzić zbrojenia – w szczególności cięgien sprężających.

4.4. Badanie wypełnienia kanału kablowego metodami nieniszczącymi

W celu oceny jakościowej stopnia wypełnienia kanałów kablowych przeprowadzono badanie sklerometryczne oraz badanie betonoskopem dla miarodajnych elementów. Badania przeprowadzono na elementach: B 1-2 (wysoki stopień wypełnienia kanałów kablowych, dobra jakość iniekcji – fot. 50) oraz B 3-2 (niski stopień wypełnienia kanałów kablowych, zła jakość iniekcji – fot. 51). Badane elementy można sklasyfikować jako dwa skrajne przypadki jakości wypełnienia kanałów kablowych stwierdzone podczas badania długości transmisji.

Badanie metodami nieniszczącymi może być pomocnym uzupełnieniem dla diagnostyki konstrukcji kablobetonowych, a otrzymane wyniki pozwolą ocenić jakościowo stopień wypełnienia kanałów kablowych zaczynem cementowym.



Fot. 50. Widok iniekcji kanałów kablowych w elemencie B 1-2, **a)** kanał nr 1; **b)** kanał nr 2.



Fot. 51. Widok iniekcji kanałów kablowych w elemencie B 3-2, **a)** kanał nr 1; **b)** kanał nr 2.

Badań metodami nieniszczącymi dotyczą poszczególne normy oraz instrukcje techniczne, w których zawarto szereg wymogów oraz zaleceń.

Do metody sklerometrycznej przypisane są: Instrukcja ITB 210 [N12] oraz [N13] tj. norma PN-EN 12504-2 Badania betonu w konstrukcjach. Część 2. Badania nieniszczące. Oznaczenie liczby odbicia.

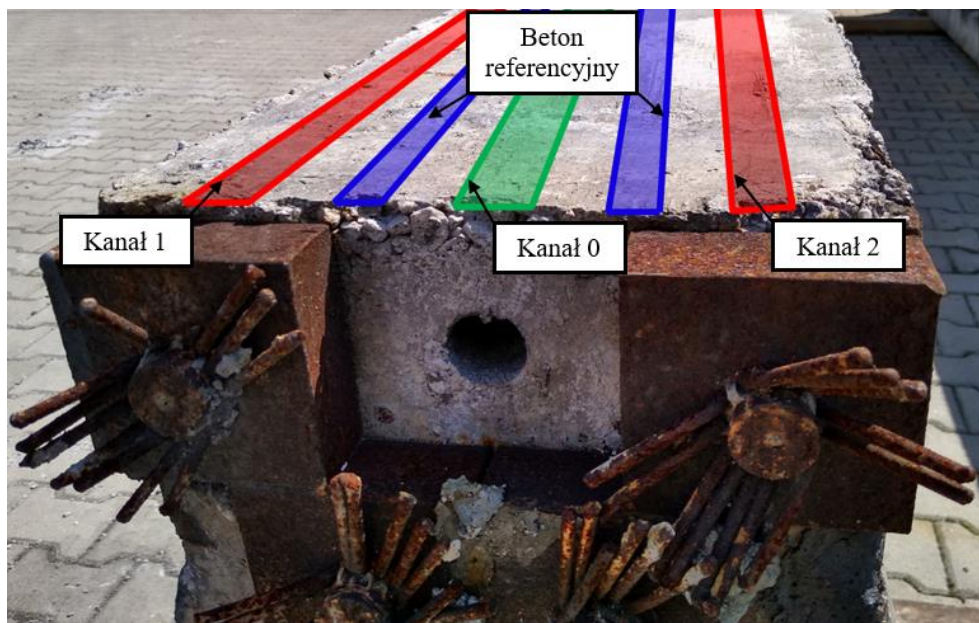
Natomiast do badań ultradźwiękowych przy użyciu betonoskopu: Instrukcja ITB 209 [N14] oraz [N15] tj. norma PN-EN 12504-4 Badania betonu – Część 4: Metoda ultradźwiękowa.

Badania metodami nieniszczącymi są bardzo czułe oraz zmienne. Należy ostrożnie interpretować wyniki badań, wykonać odpowiednią liczbę pomiarów do opracowania statystycznego oraz przestrzegać następujących zaleceń ogólnych:

- nie przeprowadza się badania na powierzchni skorodowanej,
- unika się badań elementów o małej sztywności np. płyt, ścian o grubościach mniejszych niż 100 mm,
- nie wykonuje się odczytów na ziarnach kruszywa grubego,
- nie jest wskazane badanie powierzchni zawilgoconych,
- nie jest wskazane badanie miejsc, w których przewiduje się usytuowanie zbrojenia konstrukcyjnego lub innych wkładek na głębokości do 30 mm mogących zaburzyć pomiar,

- nie wykonuje się odczytów w miejscach rakowatych i porowatych,
- nie wykonuje się odczytów na górnej powierzchni elementów z uwagi na mleczko cementowe.

Wyszczególniono 4 obszary pomiarowe dla każdego elementu: kanał 1, kanał 2, kanał 0 oraz beton referencyjny (patrz – fot. 52). W efekcie można było skonfrontować odczyt dla danego kanału kablowego z odczytami dla betonu oraz dla kanału pustego, nie wykorzystanego do sprężenia elementu.



Fot. 52. Wyszczególnione obszary pomiarowe na powierzchni badanych elementach.

4.4.1. Zastosowanie młotka Schmidta

Elementy zbadano metodą nieniszczącą przy pomocy sklerometru Schmidta (Proceq) typu N. W każdym z 4 obszarów pomiarowych wyznaczono 5 miejsc pomiarowych, w których wykonano 6 odczytów liczby odbicia. Wartości znacząco odchylające się od normy odrzucano i nie uwzględniano ich w opracowaniu statystycznym. Zdecydowano się odrzucać ekstremalne liczby odbicia różniące się o ponad 10% w stosunku do wartości średniej w danym miejscu pomiarowym.

Badania sklerometryczne wykonywane były na górnej powierzchni elementu, przy pionowym ustawieniu sklerometru (kąt 90°) uderzając w dół. Wilgotność elementów była powierzchniowo sucha i stała dla elementów w czasie badania, więc uzyskane liczby odbicia nie musiały być korygowane z uwagi na wilgotność. Wyniki badań opracowane statystycznie podano w tabelicy 32, gdzie σ oznacza wartość odchylenia standardowego, natomiast v współczynnik zmienności.

Tabela 32. Opracowanie badań sklerometrycznych – liczba odbicia [-].

Badany element	B 1-2 Element 1 (dobra jakość iniekcji)				B 3-2 Element 2 (zła jakość iniekcji)			
	Kanał 1	Kanał 2	Kanał 0	Beton ref.	Kanał 1	Kanał 2	Kanał 0	Beton ref.
Skorygowana liczba odbicia	52	54	50	54	50	50	53	54
	53	54	52	54	52	52	50	53
	57	55	54	53	46	48	52	50
	55	54	54	56	52	52	52	53
	57	55	52	54	50	48	48	52
	57	53	54	55	52	46	50	57
	54	52	50	54	50	48	51	54
	57	54	50	57	54	50	50	53
	57	56	48	58	50	48	52	50
	55	53	52	57	51	51	50	54
	56	56	53	58	52	54	50	52
	55	54	53	57	46	48	52	54
	56	53	50	58	50	52	53	53
	55	55	51	57	49	53	48	57
	56	52	50	54	47	53	52	54
	55	54	52	56	51	48	50	55
	51	52	51	56	52	50	48	56
	53	56	47	54	51	48	52	54
	54	54	48	56	48	53	54	57
52	57	50	56	47	46	51	52	
L_{c. śr}	54,85	54,15	51,05	55,70	50,00	49,90	50,90	53,70
L_{c. min}	51	52	47	53	46	46	48	50
L_{c. max}	57	57	54	58	54	54	54	57
σ_L	1,82	1,39	1,99	1,55	2,17	2,41	1,67	1,98
v_L	0,03	0,03	0,04	0,03	0,04	0,05	0,03	0,04

4.4.2. Zastosowanie betonoskopu

Badanie przeprowadzono przy użyciu betonoskopu PUNDIT Lab Plus, Proceq. W każdym z 4 obszarów pomiarowych wyznaczono 4 miejsca pomiarowe, w których wykonano 6 odczytów prędkości fali. Wartości odchylające się o ponad 10% od średniej w danym miejscu pomiarowym odrzucano i nie uwzględniano ich w opracowaniu statystycznym.

W przypadku zastosowania betonoskopu do oceny wypełnienia kanałów kablowych zdecydowano się umieszczać nadajnik i odbiornik na powierzchni otuliny kabli (w jednej płaszczyźnie). Czujniki pozycjonowano w osi badanego kabla (lub równolegle dla betonu referencyjnego) w odległości 100 mm (± 1 mm) od siebie. W celu dopasowania do badanej powierzchni, dla odbiornika zastosowano żel USG, aby poprawić odbiór fali ultradźwiękowej. Wyniki badań opracowane statystycznie podano w tablicy 33.

Tabela 33. Opracowanie badań betonoskopem – prędkość fali ultradźwiękowej [m/ μ s].

Badany element	B 1-2 Element 1 (dobra jakość iniekcji)				B 3-2 Element 2 (zła jakość iniekcji)			
	Kanał 1	Kanał 2	Kanał 0	Beton ref.	Kanał 1	Kanał 2	Kanał 0	Beton ref.
Prędkość fali betonoskopu	2890	2950	2591	2833	2538	2558	2551	3774
	2882	2933	2604	2817	2551	2538	2551	3802
	2857	2950	2604	2825	2545	2532	2551	3759
	2857	2941	2604	2825	2545	2532	2538	4064
	2849	2950	2604	2825	2513	2532	2538	3937
	2857	2959	2445	2825	2506	2564	2538	4084
	2865	2959	2604	2825	3095	2538	2532	3802
	2890	2959	2571	2825	3145	2571	2538	4065
	2865	2959	2604	2825	2500	2519	2525	3650
	2865	2967	2506	2841	2475	2532	2525	3861
	2793	3040	2674	2825	2695	2710	2899	3621
	2793	3040	2688	2825	2740	2710	2907	3634
	2793	3040	2674	2825	2710	2717	2899	3646
	2793	3040	2667	2825	2688	2725	2907	3891
	2793	3040	2667	2817	2710	2732	2907	4032
	2793	3040	2674	2817	2710	2732	2899	3882
	2793	3040	2667	2817	2710	2732	2907	3905
	2793	3040	2653	2817	2703	2740	2899	3951
	2793	3040	2660	2801	2688	2732	2907	3868
2801	3030	2653	2810	2703	2732	2907	3787	
V_{c. śr}	2831	2996	2621	2822	2674	2634	2721	3851
V_{c. min}	2793	2933	2445	2801	2475	2519	2525	3621
V_{c. Max}	2890	3040	2688	2841	3145	2740	2907	4084
σ_v	38	44	60	8	174	93	183	143
V_v	0,01	0,01	0,02	0,00	0,06	0,04	0,07	0,04

4.4.3. Analiza wyników badań wypełnienia kanałów kablowych

Na podstawie wyników badań sklerometrycznych oraz betonoskopem widać zbieżny trend wyników pomiarów wykonanych na różnych kanałach kablowych w obrębie jednego elementu (na kanałach ze zbliżoną jakością iniekcji). Ponadto w przypadku elementu B 1-2 z dobrą jakością iniekcji odczyt w miejscach kanałów kablowych był zbliżony do odczytu dla betonu referencyjnego, natomiast różnił się dla kanału 0 (pustego) o około 6% (sklerometr) oraz od 7% do 13% dla badania betonoskopem. Przeciwnie, dla badanego elementu B 3-2 (zła jakość iniekcji kanałów kablowych) odczyt w miejscach kanałów był zbliżony do odczytu dla kanału pustego, natomiast odbiegał od odczytu dla betonu referencyjnego o około 7% dla badania sklerometrem i o około 45% dla badania betonoskopem.

W badaniach metodami nieniszczącymi bardzo łatwo o błąd pomiarowy, a w konsekwencji o niepoprawną interpretację wyników badań. W przypadku badań in-situ należy wykonać znaczną liczbę odczytów wraz z eliminacją odczytów istotnie odbiegających od wartości średnich. Dobrą metodą może być wykonanie serii pomiarów w jednakowych warunkach przez kilka niezależnych osób (najlepiej nie zaznajomionych z poprzednio wykonanymi odczytami). W przypadku badania betonoskopem w terenie konieczne wydaje się być użycie statywu zapewniającego równe i stabilne odległości przykładanych sond, gdyż nawet niewielka zmiana bazy pomiarowej prowadzi do znacznych zmian odczytu prędkości fali betonoskopu wynikających ze zmiany drogi fali.

4.5. Badania materiałowe

4.5.1. Właściwości mechaniczne materiałów

W ramach programu badawczego wykonano badania materiałowe na próbkach pobranych z przedmiotowych belek podsunnicowych. Pobrano sumarycznie 23 odwierty betonowe z elementów B 1-0, B 1-2, B 1-1a oraz B 3-0. Do przeprowadzenia badań stali sprężającej pobrano w sumie 36 wycinków drutów z elementów B 1-0, B 3-0 oraz S-1 po 12 próbek stali z każdego elementu (fot. 53). Do badań stali pasywnej pobrano wycinki prętów zbrojeniowych z elementów B 1-0 oraz B 1-1a – po 8 prętów głównych $\varnothing 16$ mm (fot. 54) oraz po 8 strzemion $\varnothing 8$ mm z każdej belki. Dźwigary B 1-1a, B 2-1b oraz B 3-2 były jedynymi badanymi elementami, w których stwierdzono obecność innej zastosowanej stali dla zbrojenia poprzecznego – zastosowano stal żebrowaną (fot. 55). W pozostałych belkach zbrojenie pasywne (zarówno podłużne jak i poprzeczne) zostało wykonane z gładkich prętów zbrojeniowych (patrz – fot. 54). W tabeli 34 zestawiono liczbę próbek, na których przeprowadzono badania właściwości mechanicznych materiałów.

Tabela 34. Zestawienie przeprowadzonych badań właściwości mechanicznych materiałów.

Zakres badania	Wymiary próbek	Sztuk	Opis
Wytrzymałość betonu na ściskanie Badanie wg PN-EN 12390-3:2019-07	$\varnothing = 100$ mm; $h = 200$ mm	$n = 13$ $n_E = (9)$	w sumie 13 walców, w tym na 9-ciu próbkach badano moduł, a następnie wytrzymałość
Moduł sprężystości betonu przy ściskaniu Badanie wg PN-EN 12390-13:2014-02 Metoda B			
Wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowe Badanie wg PN-EN 12390-6:2011	$\varnothing = 100$ mm; $h = 200$ mm	$n = 10$	walce klejone do stalowych głowic
Statyczna próba rozciągania stali sprężającej Badanie wg PN-EN ISO 6892-1:2010 Metoda B	$\varnothing = 5$ mm; $l = 300$ mm	$n = 36$	po 12 szt. wycięte z każdej z trzech belek
Statyczna próba rozciągania stali pasywnej Badanie wg PN-EN ISO 6892-1:2010 Metoda B	$\varnothing_w = 8$ mm; $\varnothing = 16$ mm; $l = 300$ mm	$n = 32$ $n_z = (8)$	po 16 szt. wyciętych z każdej belki (zbrojenie główne i strzemiona, w tym 8 żebrowanych)



Fot. 53. Widok próbek drutów $\varnothing 5$ tworzących kable sprężające.



Fot. 54. Widok próbek gładkich prętów zbrojeniowych $\varnothing 16$.



(a)



(b)

Fot. 55. Strzemiona użebrowane Ø8 a) w B 1-1a; b) próbki do badań materiałowych.

Przy pomocy wiertnicy do betonu, z przedmiotowych belek pobrano odwierty rdzeniowe o średnicy $\text{Ø}100$ mm. Odwierty pocięto na próbki walcowe o długości 200 mm (fot. 56) oraz wyszlifowano podstawy walców. Warto zaznaczyć, że odwierty betonowe pobrano wzdłuż osi belek, czyli w kierunku działania naprężeń normalnych (fot. 57).



Fot. 56. Widok próbki betonowej przygotowanej do badania – walec $\text{Ø}100$ mm.



Fot. 57. Pobieranie betonowych odwiertów rdzeniowych.

W tabeli 35 zestawiono zbiorcze wyniki badań parametrów mechanicznych dla próbek materiałowych pobranych z przedmiotowych belek podsuwnicowych. Wyniki badań uzupełniono o wartości odchylenia standardowego σ oraz współczynnika zmienności ν .

Tabela 35. Zbiorcze wyniki badań właściwości mechanicznych materiałów.

Badana właściwość mechaniczna	Wartości charakteryzujące badaną właściwość
Wytrzymałość betonu na ściskanie Próbki $\varnothing = 100$ mm, $h = 200$ mm ($n = 13$)	wartość minimalna: $f_{c,\min} = 47,7$ MPa wartość średnia: $f_{cm} = 52,5$ MPa odchylenie standardowe: $\sigma = 2,6$ MPa współczynnik zmienności: $v = 5,0\%$
Wytrzymałość betonu na osiowe rozciąganie Próbki $\varnothing = 100$ mm, $h = 200$ mm ($n = 10$)	wartość minimalna: $f_{ct,\min} = 2,94$ MPa wartość średnia: $f_{ctm} = 4,00$ MPa odchylenie standardowe: $\sigma = 0,58$ MPa współczynnik zmienności: $v = 14,4\%$
Moduł sprężystości betonu przy ściskaniu Próbki $\varnothing = 100$ mm, $h = 200$ mm ($n = 9$)	wartość minimalna: $E_{c,\min} = 33,0$ GPa wartość średnia: $E_{cm} = 34,9$ GPa odchylenie standardowe: $\sigma = 1,4$ GPa współczynnik zmienności: $v = 4,1\%$
Statyczna próba rozciągania stali zbrojeniowej gładkiej Próbki $\varnothing = 16$ mm, $l = 300$ mm ($n = 16$)	granica plastyczności: $f_y = 270$ MPa ($\sigma = 5$ MPa ; $v = 2,0\%$) wytrzymałość: $f_t = 360$ MPa ($\sigma = 5$ MPa ; $v = 1,4\%$) moduł sprężystości: $E_s = 200$ GPa ($\sigma = 11$ GPa; $v = 5,5\%$) odkształcenie: $\varepsilon_u = 20,60\%$ ($\sigma = 2,14\%$; $v = 10,4\%$)
Statyczna próba rozciągania stali sprężającej Próbki $\varnothing = 5$ mm, $l = 300$ mm ($n = 36$)	umowna granica plastyczności: $f_{p0.1} = 1450$ MPa ($\sigma = 45$ MPa ; $v = 3,1\%$) wytrzymałość: $f_p = 1757$ MPa ($\sigma = 20$ MPa ; $v = 1,1\%$) moduł sprężystości: $E_p = 194$ GPa ($\sigma = 3$ GPa; $v = 1,5\%$) odkształcenie: $\varepsilon_{pu} = 2,20\%$ ($\sigma = 0,10\%$; $v = 4,3\%$)

Właściwości mechaniczne stali sprężającej

Statystyczne opracowanie wyników badań rozciągania stali sprężającej przedstawiono w tabeli 36. Na rysunku 81 zobrazowano zależności naprężenie-odkształcenie dla badanych próbek drutów $\varnothing 5$ mm, tworzących kable sprężające.

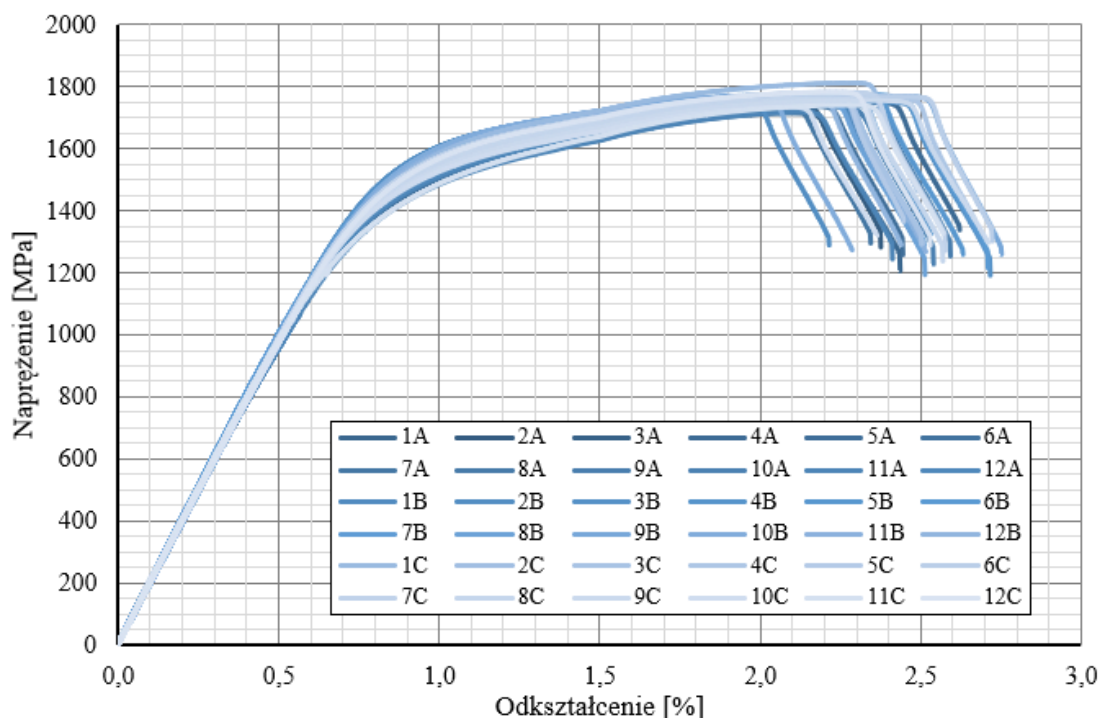
**Rys. 81.** Zależność σ / ε dla badanej stali sprężającej ($n = 36$ próbek).

Tabela 36. Parametry mechaniczne stali sprężającej dla poszczególnych kabli.

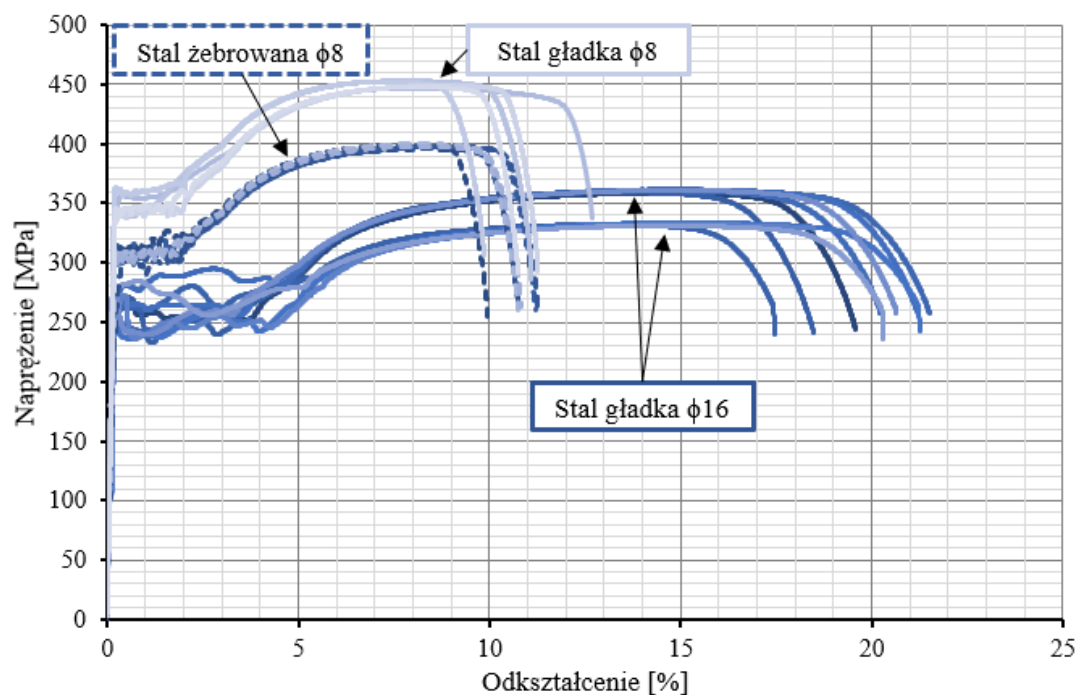
$n = 36$	E_p [GPa]	f_p [MPa]	$f_{p0.1}$ [MPa]	ε_{pu} [%]
Kabel A (S1)	191	1738	1408	2,17
Kabel B (B 1-0)	197	1768	1490	2,18
Kabel C (B 3-0)	194	1766	1451	2,25
Wartość średnia	194	1757	1450	2,20
σ	3	20	45	0,10
ν [%]	1,50	1,13	3,14	4,33

Właściwości mechaniczne stali pasywnej

Statystyczne opracowanie wyników badań rozciągania stali zbrojeniowej przedstawiono w tabeli 37. Rysunek 82 prezentuje zależności naprężenie-odkształcenie dla badanych próbek różnych rodzajów stali pasywnej.

Tabela 37. Parametry mechaniczne stali pasywnej.

Badany parametr	Rodzaj pręta Liczba próbek	Stal gładka		Stal żebrzana		Stal gładka	
		Ø16	$n = 16$	Ø8	$n = 8$	Ø8	$n = 8$
E_s [GPa]	Wartość średnia	200		163		213	
	σ	11		7		9	
	ν [%]	5,5		4,2		4,0	
f_t [MPa]	Wartość średnia	360		398		451	
	σ	5		2		3	
	ν [%]	1,4		0,4		0,7	
f_y [MPa]	Wartość średnia	270		308		356	
	σ	5		5		8	
	ν [%]	2,0		1,7		2,3	
ε_u [%]	Wartość średnia	20,60		10,79		11,21	
	σ	2,14		0,47		1,42	
	ν [%]	10,4		4,3		12,7	

**Rys. 82.** Zależność σ / ε dla badanej stali pasywnej ($n = 32$ próbki).

Właściwości mechaniczne stali kablowej wskazują na zastosowanie drutów jednego gatunku o zadowalającej jednorodności. To potwierdzają doświadczenia krajowe, gdyż produkcja stali na kable sprężające była prowadzona w Fabryce Lin i Drutów w Zabrze [176], zatem prawdopodobieństwo zastosowania stali sprężającej innego pochodzenia nie jest duże.

Stal pasywna natomiast, w badanych belkach wystąpiła w trzech różnych wariantach, gdzie każdy rodzaj stali wykazywał odmienne właściwości mechaniczne.

4.5.2. Właściwości chemiczne betonu i zaczynu iniekcyjnego

Badania chemiczne betonu i zaczynu iniekcyjnego przeprowadzono na próbkach materiału pobranego z przedmiotowych belek podsuwnicowych, opisanych zgodnie z oznaczeniami zawartymi w tablicy 38. Próbki oznaczone nr 1 pobrano z elementu B 1-0, natomiast próbki nr 2 pobrano z elementu B 2-1a. Materiał badawczy był dostarczony w postaci odkuwek. Oznaczeniem BZ opisano zewnętrzną otulinę betonową, BW wewnętrzną warstwę betonu, natomiast I – cementowy zaczyn iniekcyjny kanałów kablowych.

Zakres badań obejmował pomiar odczynu (pH) wyciągu wodnego przedmiotowych próbek oraz oznaczenie stopnia skażenia jonami siarczanowymi i chlorkowymi. Pomiar odczynu wykonano pH-metrem mikroprocesorowym z dokładnością pomiaru $\pm 0,1$. Skażenie chlorkami oznaczano metodą Mohra, zaś siarczanami w reakcji charakterystycznej z chlorkiem baru, według normy BS1800. Stopień skażenia wyrażono jako wartość procentową w odniesieniu do oznaczonej masy cementu.

Tabela 38. Zestawienie przeprowadzonych badań właściwości mechanicznych materiałów.

Próbka	pH	SO ₄ ²⁻	Cl ⁻
		[%] masy spoiwa	
BW-1	12,5	0,01	0,07
BW-2	12,5	0,01	0,03
BZ-1	12,2	0,01	0,10
BZ-2	12,3	0,01	0,10
I-1	12,4	0,01*	0,01*
I-2	12,5	0,01*	0,01*

*zawartość siarczanów i chlorków wyznaczono w stosunku do masy próbki (iniekcji)

Prawidłowa wartość odczynu wyciągów wodnych wykonanych z próbek betonowych powinna odpowiednio przekraczać 10,0 dla betonu niezbrojonego lub nie mającego bezpośredniego kontaktu ze stalą zbrojeniową (np. zewnętrzna warstwa otuliny betonowej zbrojenia, przy założeniu, że otulina ta wynosi co najmniej 30 mm) oraz być nie mniejsza niż 11,8 dla betonu mającego bezpośredni kontakt ze stalą zbrojeniową [177].

Otrzymane wyniki wskazują na wysoko alkaliczny odczyn betonu wewnętrznego na poziomie 12,5. Zbliżone wartości odczynu pH uzyskano dla zaczynu iniekcyjnego. Niższe wartości sięgające 12,2 występują w warstwach zewnętrznych betonu.

Analizując uzyskane wyniki należy stwierdzić, że odczyn jest wyraźnie wyższy od wartości minimalnej 11,8 wymaganej dla betonu zbrojonego. Beton o odczynie na poziomie wyższym od 11,8 posiada właściwości ochronne (pasywujące) zarówno względem stali zbrojeniowej, jak i stali sprężającej. To sprawia, że stal jest efektywnie zabezpieczona przed korozją [178].

Wyniki analizy chemicznej wykluczają również zagrożenie korozją wywołaną działaniem jonów siarczanowych. Zawartość siarczanów jest śladowa (około 0,01% w stosunku do masy spoiwa), nie przekracza wartości referencyjnej 3% i w konsekwencji nie stanowi zagrożenia

dla trwałości betonu [N16]. Maksymalna zawartość jonów chlorkowych w warstwach zewnętrznych betonu wynosi 0,10% masy spoiwa. W rezultacie żadna próbka nie przekracza wartości dopuszczalnej, która w przypadku konstrukcji sprężonych wynosi 0,20% masy spoiwa [N17]. Zawartość chlorków w zaczynie iniekcyjnym jest śladowa (około 0,01% w stosunku do masy iniekcji) i nie przekracza wartości dopuszczalnej 0,15%.

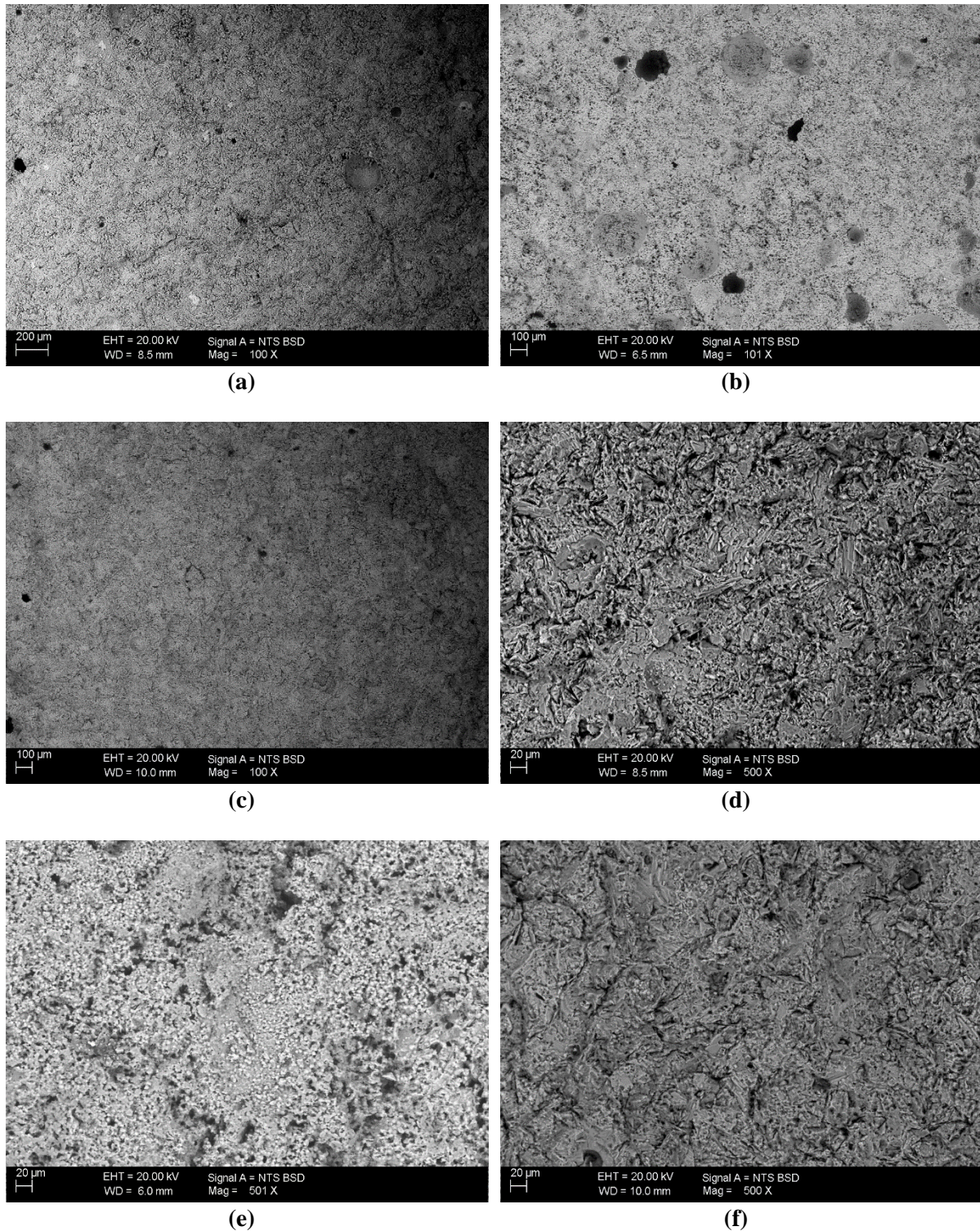
4.5.3. Analiza składu pierwiastkowego iniekcji cementowej

Badania iniekcji cementowej pobranej z wybranych kanałów kablowych poddano analizie mikrostrukturalnej w mikroskopie skaningowym Zeiss EVO-MA 10 wyposażonym w detektory SE (secondary electron detector), VPSE (variable pressure secondary electron detector) i BSD (backscattered electron detector). Ponadto detektor EDS (Energy-dispersive X-ray spectroscopy) Bruker XFLASH 6/30 umożliwia wykonanie chemicznej analizy pierwiastkowej (liniowej, punktowej oraz mappingu) [179]. Mikroskopia skaningowa umożliwia powiększenie analizowanego obrazu w zakresie od kilkudziesięciu do kilkudziesięciu tysięcy razy.

Celem badania było sprawdzenie składu chemicznego cementowego zaczynu iniekcyjnego pod kątem obecności dodatków spulchniających. Do badań pobrano odkuwki iniekcji kanałów kablowych z belek B 1-2 (dobra jakość iniekcji), B 3-2 (zła jakość iniekcji) oraz B 2-1a (akceptowalna jakość iniekcji). Wybrano elementy z różną jakością iniekcji kabli sprężających aby sprawdzić czy do iniekcji stosowano zaczyny cementowe z różnym składem mieszanki, a w konsekwencji czy skład mieszanki miał wpływ na końcową jakość wykonanej iniekcji cementowej.

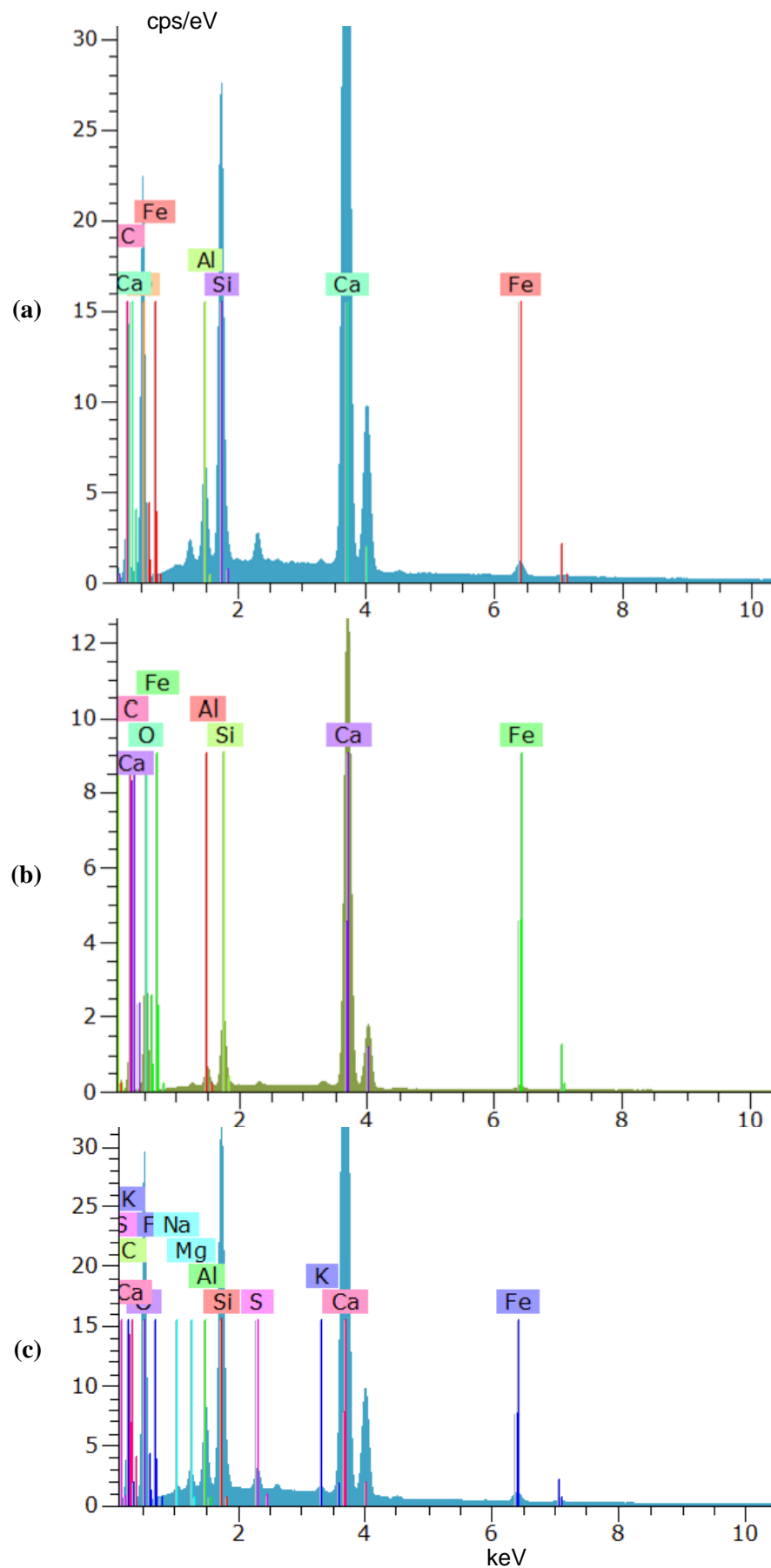
Próbki obserwowano przy powiększeniu 100x, 500x, 1000x, 1500x, 2000x oraz 2500x. Dla każdego wybranego obszaru badanych próbek wykonano analizę jakościową i ilościową EDS składu pierwiastkowego. Ponadto dla obrazów przy powiększeniu 1500x, 2000x i 2500x wykonano powierzchniowy rozkład pierwiastków (mapping) dla widocznej powierzchni. Poniżej zestawiono wybrane fragmenty analizy mikrostrukturalnej.

Na fot. 58 przedstawiono obraz mikrostruktury badanych próbek w powiększeniu: 100x (fot. 58a-c) oraz 500x (fot. 58d-f).



Fot. 58. Obraz mikroskopowy struktury próbek w powiększeniu 100x dla **a)** B 1-2; **b)** B 3-2; **c)** B 2-1a oraz w powiększeniu 500x dla **d)** B 1-2; **e)** B 3-2; **f)** B 2-1a.

Wykresy analizy jakościowej EDS składu pierwiastkowego dla powierzchni próbek badanych przy powiększeniu 100x przedstawiono na rys. 83. Natomiast wybrane wyniki analizy ilościowej EDS składu pierwiastkowego, dla tych samych obszarów zestawiono w tabelach 39-41.



Rys. 83. Analiza jakościowa EDS przy powiększeniu 100x dla a) B 1-2; b) B 3-2 oraz c) B 2-1a.

Tabela 39. Analiza ilościowa składu pierwiastkowego dla zaczynu iniekcyjnego pobranego z B 1-2.

Powiększenie x 100		Zawartość nienormalizowana [wt. %]	Zawartość znormalizowana [wt. %]	Zawartość wyrażona w masie atomowej [at. %]	Błąd pomiaru [wt. %]
Pierwiastek					
Tlen	O	48,97	<u>46,49</u>	63,35	5,36
Wapń	Ca	42,13	<u>40,00</u>	21,76	1,25
Krzem	Si	6,49	<u>6,16</u>	4,78	0,30
Węgiel	C	4,85	<u>4,60</u>	8,36	0,64
Glin	Al	1,72	<u>1,64</u>	1,32	0,11
Żelazo	Fe	1,17	<u>1,11</u>	0,43	0,06
Suma		105,34	100,00	100,00	

Powiększenie x 500		Zawartość nienormalizowana [wt. %]	Zawartość znormalizowana [wt. %]	Zawartość wyrażona w masie atomowej [at. %]	Błąd pomiaru [wt. %]
Pierwiastek					
Tlen	O	49,54	<u>46,50</u>	63,19	5,44
Wapń	Ca	41,58	<u>39,03</u>	21,17	1,24
Krzem	Si	6,73	<u>6,32</u>	4,89	0,31
Węgiel	C	4,90	<u>4,60</u>	8,33	0,65
Glin	Al	1,76	<u>1,65</u>	1,33	0,11
Siarka	S	1,10	<u>1,03</u>	0,40	0,06
Potas	K	0,48	<u>0,45</u>	0,31	0,04
Żelazo	Fe	0,45	<u>0,42</u>	0,37	0,05
Suma		106,54	100,00	100,00	

Tabela 40. Analiza ilościowa składu pierwiastkowego dla zaczynu iniekcyjnego pobranego z B 3-2.

Powiększenie x 100		Zawartość nienormalizowana [wt. %]	Zawartość znormalizowana [wt. %]	Zawartość wyrażona w masie atomowej [at. %]	Błąd pomiaru [wt. %]
Pierwiastek					
Tlen	O	39,04	<u>47,14</u>	60,64	13,38
Wapń	Ca	32,63	<u>39,39</u>	20,23	2,93
Węgiel	C	8,08	<u>9,76</u>	16,72	3,09
Krzem	Si	1,88	<u>2,27</u>	1,66	0,32
Glin	Al	0,45	<u>0,54</u>	0,41	0,14
Żelazo	Fe	0,74	<u>0,89</u>	0,33	0,14
Suma		82,82	100,00	100,00	

Powiększenie x 500		Zawartość nienormalizowana [wt. %]	Zawartość znormalizowana [wt. %]	Zawartość wyrażona w masie atomowej [at. %]	Błąd pomiaru [wt. %]
Pierwiastek					
Tlen	O	55,12	<u>47,30</u>	60,75	21,81
Wapń	Ca	45,39	<u>38,95</u>	19,97	4,07
Węgiel	C	11,26	<u>9,67</u>	16,54	5,37
Krzem	Si	2,91	<u>2,50</u>	1,83	0,47
Glin	Al	0,72	<u>0,62</u>	0,47	0,20
Siarka	S	0,16	<u>0,14</u>	0,09	0,11
Potas	K	0,33	<u>0,29</u>	0,15	0,12
Żelazo	Fe	0,63	<u>0,54</u>	0,20	0,16
Suma		116,53	100,00	100,00	

Tabela 41. Analiza ilościowa składu pierwiastkowego dla zaczynu iniekcyjnego pobranego z B 2-1a.

Powiększenie x 100		Zawartość nienormalizowana [wt. %]	Zawartość znormalizowana [wt. %]	Zawartość wyrażona w masie atomowej [at. %]	Błąd pomiaru [wt. %]
Pierwiastek					
Tlen	O	52,35	<u>48,39</u>	62,94	5,80
Wapń	Ca	38,31	<u>35,41</u>	18,39	1,14
Węgiel	C	7,65	<u>7,07</u>	12,24	0,99
Krzem	Si	6,06	<u>5,60</u>	4,15	0,28
Glin	Al	1,53	<u>1,41</u>	1,09	0,10
Żelazo	Fe	1,09	<u>1,01</u>	0,38	0,06
Magnez	Mg	0,41	<u>0,38</u>	0,33	0,05
Siarka	S	0,40	<u>0,37</u>	0,24	0,04
Potas	K	0,22	<u>0,21</u>	0,11	0,03
Sód	Na	0,17	<u>0,16</u>	0,14	0,04
Suma		108,20	100,00	100,00	

Powiększenie x 500		Zawartość nienormalizowana [wt. %]	Zawartość znormalizowana [wt. %]	Zawartość wyrażona w masie atomowej [at. %]	Błąd pomiaru [wt. %]
Pierwiastek					
Tlen	O	53,94	<u>48,38</u>	62,11	5,68
Wapń	Ca	36,92	<u>33,11</u>	16,97	1,10
Węgiel	C	8,63	<u>7,74</u>	13,24	0,99
Krzem	Si	7,06	<u>6,33</u>	4,63	0,33
Glin	Al	2,01	<u>1,80</u>	1,37	0,12
Żelazo	Fe	0,98	<u>0,88</u>	0,32	0,05
Magnez	Mg	0,71	<u>0,64</u>	0,54	0,06
Sód	Na	0,52	<u>0,47</u>	0,42	0,06
Siarka	S	0,49	<u>0,44</u>	0,28	0,04
Chlor	Cl	0,25	<u>0,22</u>	0,12	0,03
Suma		111,49	100,00	100,00	

Analiza ilościowa EDS jest analizą prowadzoną dla obserwowanej mikroskopowo powierzchni próbki. Natomiast przy wykonaniu pomiaru w kilku wybranych punktach badanej próbki dla kilku różnych wartości powiększenia możemy z coraz większą pewnością określić jej skład pierwiastkowy.

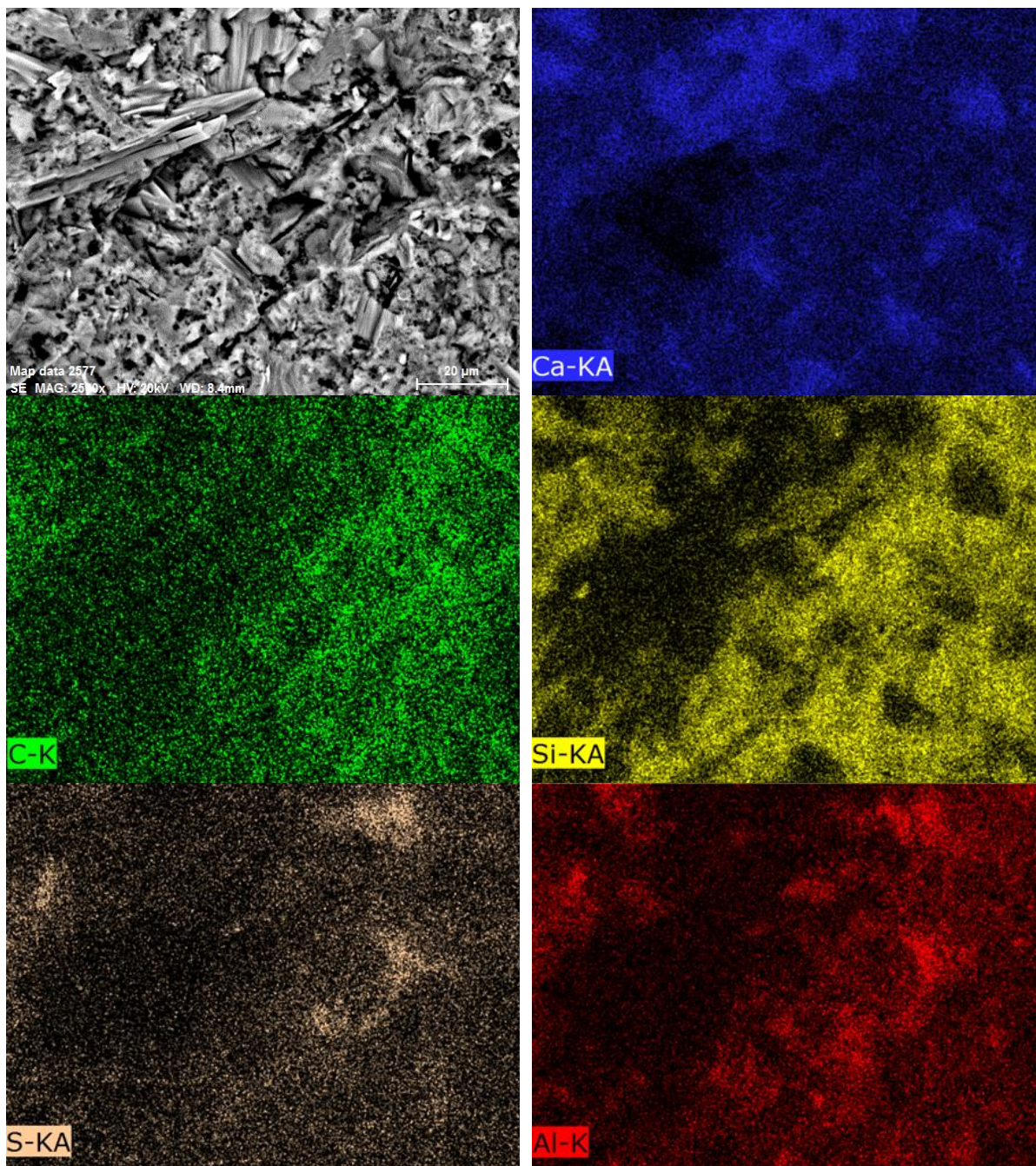
Analizowane próbki zaczynu iniekcyjnego badane przy różnych powiększeniach nie wykazują znaczących różnic w składzie pierwiastkowym badanych próbek.

Podstawowymi pierwiastkami identyfikowanymi w badanych próbkach są tlen, wapń oraz krzem. Obserwowany jest również glin oraz żelazo w nieznaczących ilościach. Ponadto wykryto obecność śladowych ilości magnezu, potasu, siarki, chloru oraz sodu.

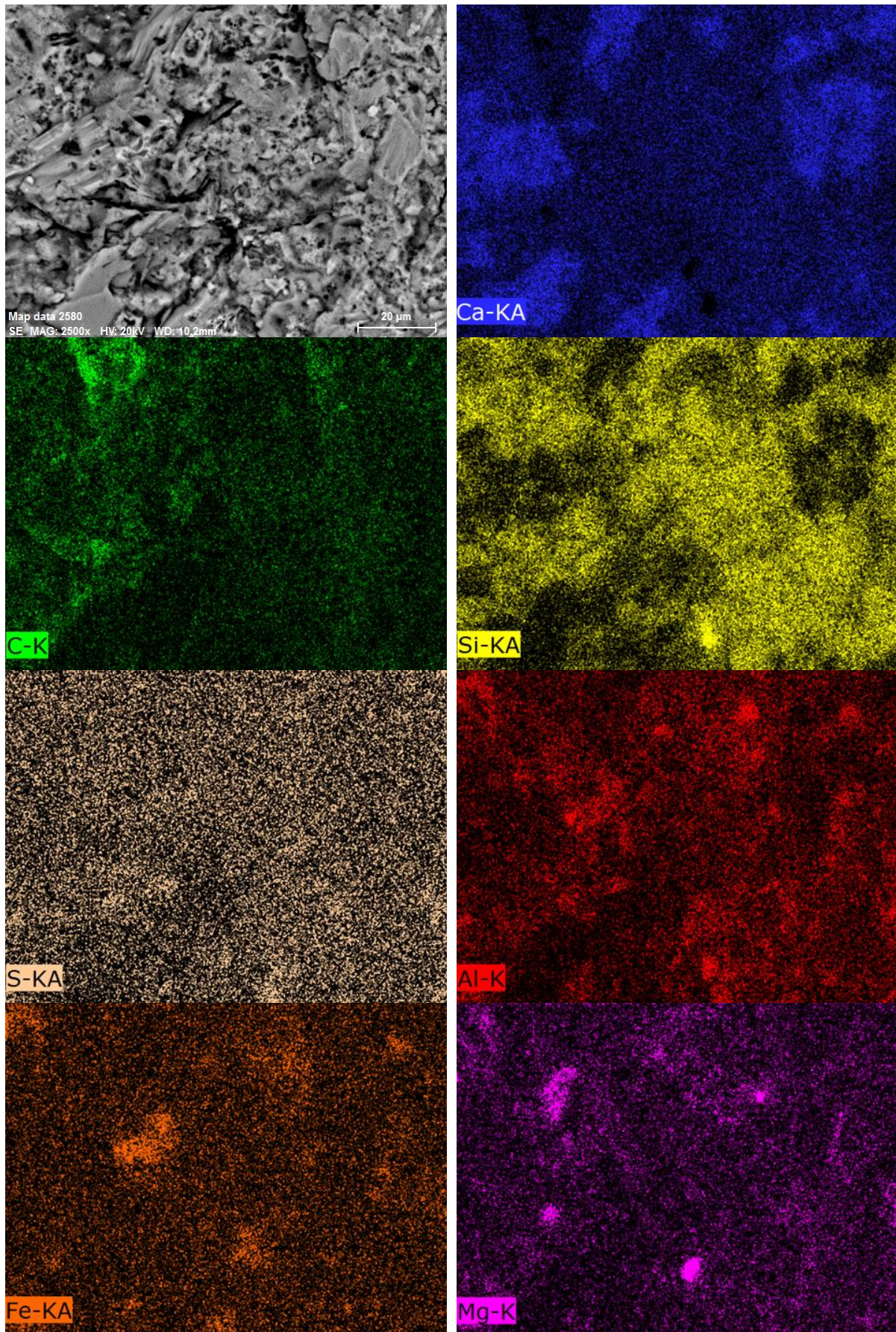
Wszystkie wykryte pierwiastki są charakterystyczne dla tego typu zaczynów cementowych.

Dla mikroskopowych obrazów struktury badanych próbek, analizowanych w powiększeniu 2500x wykonano rozkład powierzchniowy pierwiastków (mapping).

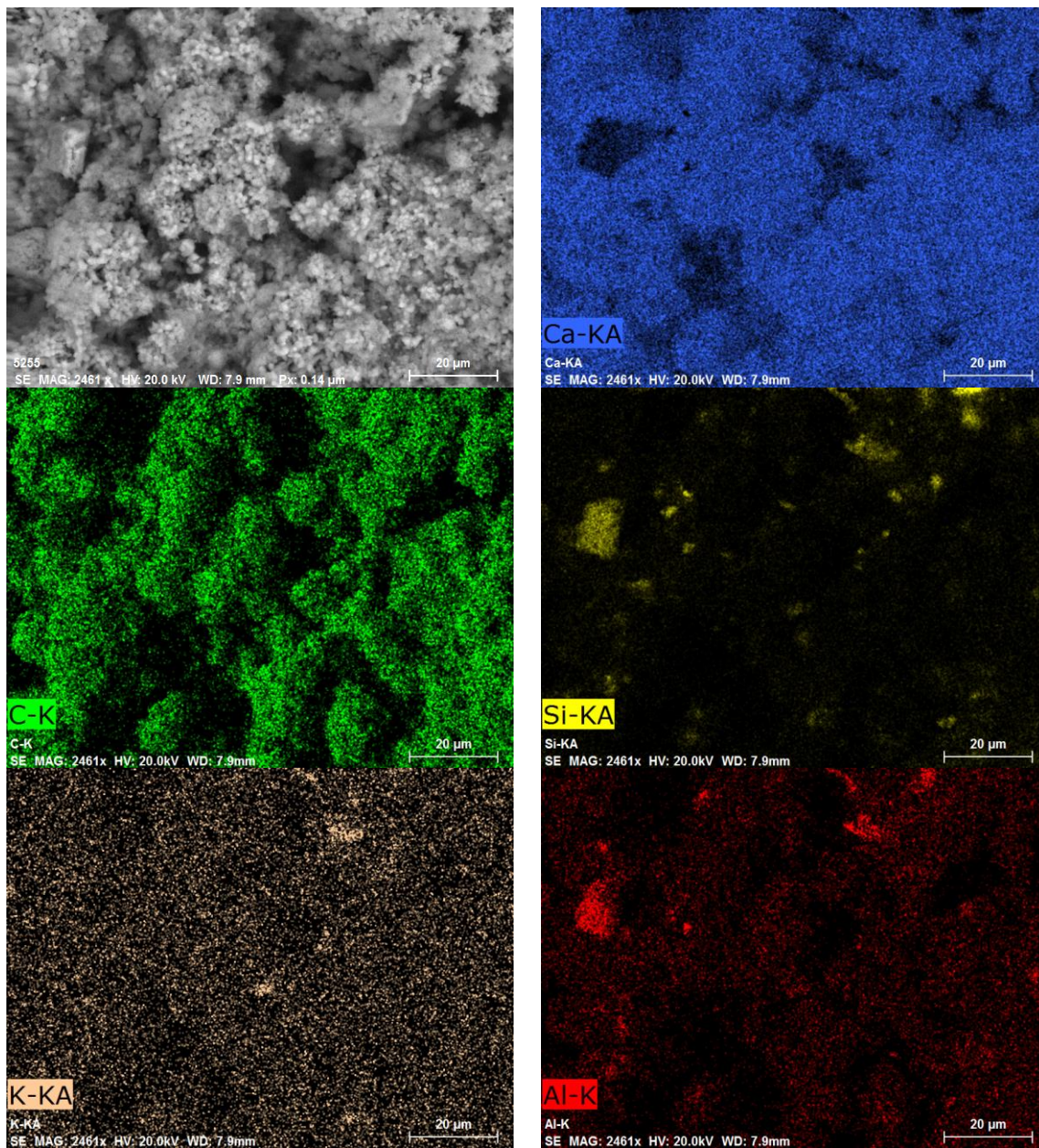
Na fot. 59-61 przedstawiono rozkład poszczególnych pierwiastków na analizowanej powierzchni próbki, który umożliwia obserwację oraz identyfikację faz wchodzących w skład badanego materiału cementowego.



Fot. 59. Rozkład powierzchniowy pierwiastków przy powiększeniu 2500x dla próbki B 1-2.



Fot. 60. Rozkład powierzchniowy pierwiastków przy powiększeniu 2500x dla B 2-1a.



Fot. 61. Rozkład powierzchniowy pierwiastków przy powiększeniu 2500x dla próbki B 3-2.

Wnioski z analizy składu pierwiastkowego iniekcji cementowej

Analiza ilościowa i jakościowa EDS wskazuje, że badane próbki są wykonane z zaczynu cementowego bez wyraźnych dodatków wpływających na strukturę iniekcji kanałów kablowych. Na podstawie analizy ilościowej można przypuszczać, że nie zastosowano proszku aluminiowego (ani innych substancji) do spulchniania zaczynu iniekcyjnego. Zawartość glinu oraz pozostałych pierwiastków, jest w normie jak dla standardowych zapraw cementowych. Potwierdzają to również obserwacje makroskopowe otwartych kanałów kablowych, gdzie nawet w przypadku dobrego wypełnienia kanału obserwowano skutek sedymentacji zaczynu cementowego, co nie wskazuje na zastosowanie zaczynu pęczniącego.

Ponadto zaczyn iniekcyjny pobrany z trzech elementów o różnej jakości iniekcji nie wykazuje znaczącego zróżnicowania pod kątem składu pierwiastkowego pomiędzy różnymi próbkami. To wskazuje na zastosowanie standardowej mieszanki zaczynu cementowego do iniekcji serii elementów. Zatem zła jakość iniekcji kanałów kablowych wybranych elementów wynika z innych czynników np. z jakości wykonawstwa.

5. Modelowanie numeryczne

Obecne możliwości analiz numerycznych, rozwój oraz szeroki wybór oprogramowania, jak i większa moc obliczeniowa komputerów pozwala na coraz dokładniejsze odwzorowanie konstrukcji oraz ich pracy. W celu dokładniejszej analizy badań eksperymentalnych oraz rozszerzenia badań o analizy parametryczne przygotowano modele obliczeniowe elementów badawczych do nieliniowej analizy metodą elementów skończonych (MES).

5.1. Opis modelu MES

Analiza MES została przeprowadzona w środowisku oprogramowania DIANA FEA. Zamodelowano geometrię belek wraz ze zbrojeniem sprężającym oraz zbrojeniem pasywnym podłużnym oraz poprzecznym, wiernie odzwierciedlając badane elementy. Zbrojenie sprężające zostało uzupełnione o stalowe bloki kotwiące, które blokowały przemieszczenie końców kabla, przekazując tym samym sprężenie na beton. Podparcie modelu modelowano poprzez elementy stalowe, którym zadano warunki brzegowe odtwarzające przegubowe podparcie rzeczywistych elementów (zarówno w badaniach, jak i elementów zamontowanych w realnych konstrukcjach). Model, poprzez zdefiniowaną analizę etapową, umożliwił odwzorowanie wprowadzenia sprężenia, fazę pracy elementu oraz sytuacje uszkodzenia zakotwienia realizowaną w przeprowadzonych badaniach. W fazie początkowej zbrojenie sprężające zamodelowano z podatnymi parametrami bond-slip (brak iniekcji kanałów kablowych) – w tej fazie przykładano obciążenie do kabli, modelując sprężenie elementu. W kolejnej fazie zmieniano parametry sztywności połączenia kabli sprężających (iniekcja kanałów kablowych) oraz dodano elementy kotwiące zbrojenie sprężające. Przy tak stworzonym modelu realizowano obciążenie elementu z poprawnie zakotwionymi kablami sprężającymi lub definiowano kolejną fazę – usuwanie zakotwienia.

Wykonano trzy podstawowe rodzaje modeli obliczeniowych do odwzorowania każdego schematu statycznego, w którym badano elementy. Ponadto dla każdego schematu statycznego wykonano osobne modele na potrzeby analizy wpływu następujących parametrów:

- stopień zbrojenia poprzecznego (sterowany rozstawem strzemion);
- stopień efektywnego sprężenia, rozumiany jako wpływ utraty zakotwień oraz jakości iniekcji kanałów kablowych na efekt sprężenia belki w sytuacji utraty zakotwień. Parametrami zmiennymi oddziałującymi na stopień efektywnego sprężenia są:
 - przyczepność kontaktowa kabla do iniektu (sterowana parametrami bond-slip dla kabli sprężających),
 - sprężenie efektywne w sytuacji utraty zakotwienia (sterowane liczbą oraz lokalizacją usuniętych zakotwień kabli sprężających).

Parametry modeli obliczeniowych zdefiniowano na podstawie wykonanych badań materiałowych oraz dostępnej literatury. Każdy podstawowy model został poddany dwuetapowej walidacji. W pierwszym etapie model był tworzony oraz kalibrowany tak, aby jak najlepiej odwzorować pracę belek w badaniu niszczącym z pełnym zakotwieniem kabli sprężających. Testowano różne modele materiałów składowych belek szukając modeli zbieżnych, które odtwarzają badania niszczące z zadowalającą zgodnością.

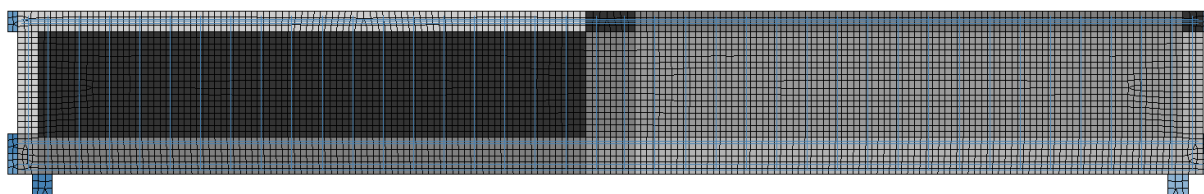
W drugim etapie walidacji testowano parametry przyczepności zbrojenia sprężającego poprzez odtworzenie badania długości transmisji siły sprężającej oraz badań niszczących w sytuacji uszkodzenia zakotwień kabli sprężających.

Do iteracji rozwiązania nieliniowej analizy MES zastosowano metodę Newtona-Raphsona, w której zbieżność kontrolowano poprzez zgodność przemieszczeń oraz równowagę sił (tolerancja 10^{-3}). Właściwości procedury iteracyjnej zostały zdefiniowane tak, aby zapewnić stabilną i efektywną analizę, która zapewni zbieżność poprzez ścieżkę nieliniowej odpowiedzi konstrukcji aż do momentu zniszczenia.

Obciążenie zewnętrzne 10 kN przykładano krokami ze współczynnikiem przyrostu 0,5; natomiast w zakresie liniowo-sprężystej pracy betonu rozciąganego stosowano współczynnik 1,0 w celu przyspieszenia obliczeń. Ponadto kroki obciążenia kontrolowano poprzez parametr długości łuku (arc length control), przez co przyrosty obciążenia były automatycznie skalowane aby śledzić ścieżkę odpowiedzi konstrukcji. Maksymalną liczbę iteracji w danym kroku obliczeń ustalono na 50, przy czym analiza jest kontynuowana w przypadku braku zbieżności po osiągnięciu maksymalnej liczby iteracji.

Dyskretyzację modelu wykonano stosując czterowęzłowe elementy skończone Q8MEM (płaski stan naprężenia). Są to elementy izoparametryczne oparte na interpolacji liniowej i całkowaniu Gaussa.

W końcowej wersji modelu testowano również wpływ geometrii siatki elementów skończonych na wynik. Bok siatki 30 mm (rys. 84) okazał się wystarczający z uwagi na dokładność rozwiązania przy jednoczesnym zminimalizowaniu czasu obliczeń.



Rys. 84. Zastosowana dyskretyzacja modelu numerycznego.

5.2. Definicje materiałów w modelach MES

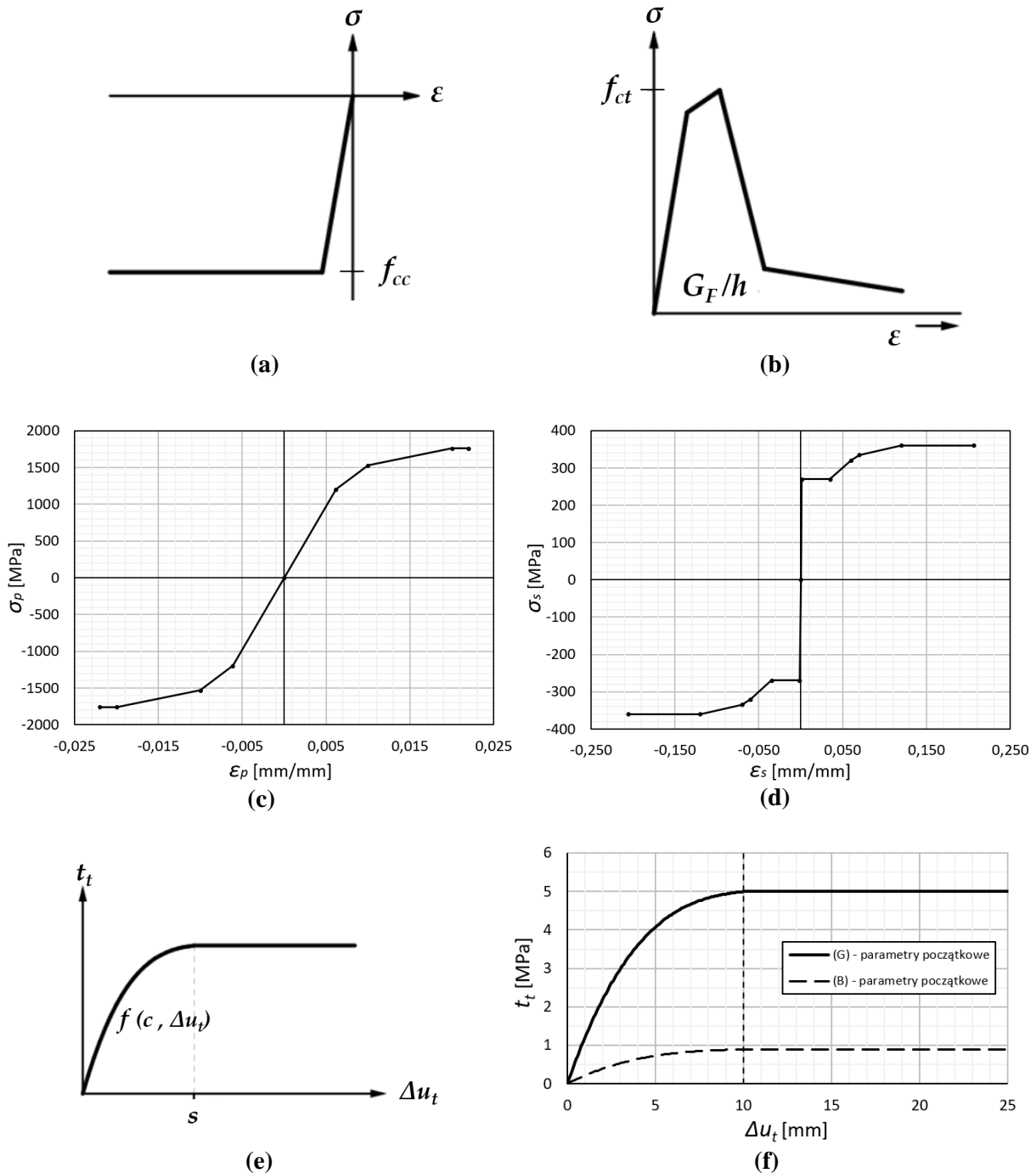
Uzyskane z badań parametry materiałów składowych belek (patrz – rozdział 4.5.1) zaimplementowano wprost do modelu. Pozostałe parametry zostały założone w nawiązaniu do Model Code 2010 [N2] oraz literatury [54], [180]–[186].

Parametry materiałów zastosowane w stworzonych modelach MES zestawiono w tabeli 42, zastosowane definicje materiałów prezentuje rys. 85.

Dla modelowania zachowania betonu wykorzystano Total strain crack model (TSCM) – model konstytutywny z uwzględnieniem rys rozmytych ze stałym kierunkiem (fixed smeared cracks). Model TSCM jest oparty na zmodyfikowanej teorii pól naprężeń ściskających (Modified compression field theory – MCFT) zaproponowanej przez Vecchio & Collins'a [187], [188].

Przy definicjach materiałów docelowo stosowano zaawansowane modele odtwarzające rzeczywiste zachowanie materiałów. Jednakże priorytetem była zbieżność otrzymywanych wyników dla prowadzonych obliczeń, co prowadziło lokalnie do uproszczeń. W przypadku definicji betonu ściskanego, z uwagi na wysoką wrażliwość modelu na pracę pokrytyczną opisaną np. w definicji MC2010, EN1992 1-1 lub Hognestad [185] zdecydowano się na zaimplementowane betonu idealnie plastycznego (rys. 85a). To założenie nie uwzględnia spadku naprężeń przy wysokich odkształceniach betonu lecz uniemożliwia także osiągnięcie naprężeń znacząco przekraczających wytrzymałość betonu na ściskanie jak w modelu liniowo-

sprężystym. Model ten umożliwia prowadzenie obliczeń aż do osiągnięcia nośności granicznej, co nie było osiągalne przy próbach kalibracji obliczeń z uwzględnieniem pracy pokrytecznej betonu (przy próbach implementacji definicji betonu z pracą podkryteczną, model nie osiągał zbieżności obliczeń w końcowej fazie badania, niezależnie od parametrów obliczeń).



Rys. 85. Definicje materiałów zaimplementowane w modelu MES:

- a) beton ściskany – idealna plastyczność; b) beton rozciągany – fib ModelCode 2010 [N2];
- c) stal sprężająca – zależność dopasowana do badań; d) stal sprężająca – zależność wg badań;
- e) przyczepność stali sprężającej – Dörr [189]; f) początkowe parametry przyczepności (G) i (D).

Tabela 42. Właściwości zdefiniowane w modelach numerycznych.

Material	Parametr	Wartość
Beton – Total Strain Crack Model	Moduł sprężystości	34 900 MPa
	Współczynnik Poissona	0,15
	Gęstość objętościowa	2,40 T/m ³
	Wytrzymałość na ściskanie	52,5 MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie	2,0 MPa
	Energia pęknięcia przy rozciąganiu ¹	0,15 – 0,23 N/mm
	Funkcja redukcji ścinania ²	0,5 – 0,8 (stała)
Stal sprężająca – zależność multiliniowa dopasowana do badań materiałowych	Pole pojedynczego kabla	236 mm ²
	Moduł sprężystości	195 000 MPa
	Współczynnik Poissona	0,30
	Gęstość objętościowa	7,85 T/m ³
	Granica zakresu idealnej sprężystości	1200 MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie	1760 MPa
	Maksymalne odkształcenie	2,20%
	Siła naciągowa kabla P_{mt}^I (naprężenie)	150 kN (637 MPa)
	Obwód kontaktowy pojedynczego kabla	100 mm (50 mm) ³
	Elementy kontaktowe Bond-slip interface	patrz – Tabela 44
Stal pasywna – zależność multiliniowa dopasowana do badań materiałowych	Średnica zbrojenia podłużnego dolnego	8 mm
	Średnica zbrojenia podłużnego górnego	16 mm
	Średnica zbrojenia poprzecznego	8 mm
	Moduł sprężystości	200 000 MPa
	Współczynnik Poissona	0,30
	Gęstość objętościowa	7,85 T/m ³
	Granica plastyczności	270 MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie	360 MPa
	Maksymalne odkształcenie	20,60%
Stal konstrukcyjna dla bloków podporowych oraz zakotwień – zależność sprężysta	Moduł sprężystości	200 000 MPa
	Współczynnik Poissona	0,3

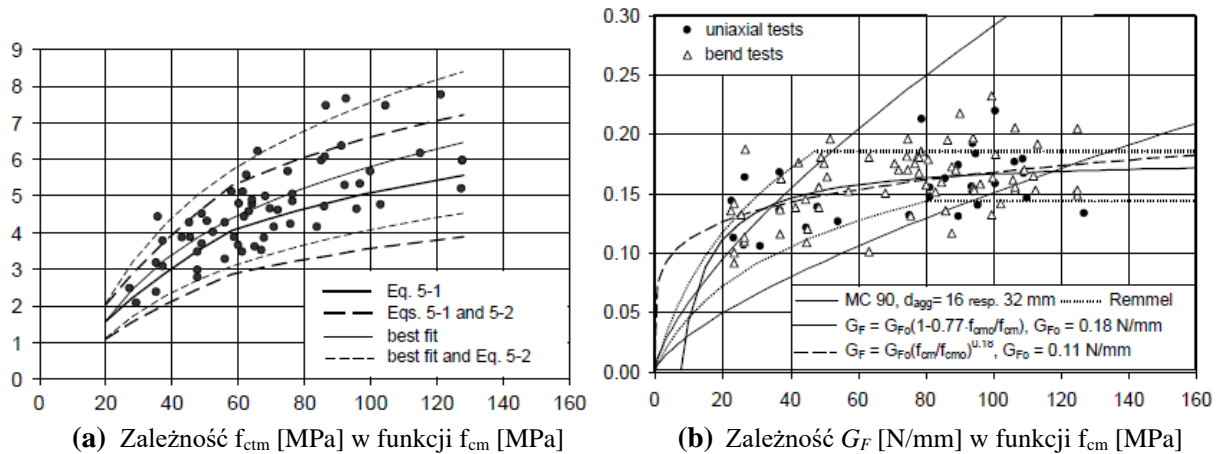
¹ zastosowana wartość energii pęknięcia betonu była różna dla poszczególnych modeli – założona wartość podstawowa wg (Eq. 5.1-9) [N2] równa 0,15 N/mm

² wartość współczynnika redukcji ścinania różna dla poszczególnych schematów statycznych: 0,5 dla modeli B 1 oraz 0,8 dla B 2 i B 3.

³ obwód kontaktowy kabla sprężającego dla złej jakości iniekcji cementowej zredukowana o połowę w odniesieniu do sytuacji dobrej jakości iniekcji – średnia wartość obserwowana w odsłoniętych kablach sprężających

Opis betonu rozciąganego ma ogromne znaczenie dla pracy betonu w fazie zarysowanej, a w modelowaniu numerycznym również dla zbieżności modelu i precyzyjnego odwzorowania badań. Definicję betonu rozciąganego oparto na własnych badaniach materiałowych oraz na zależnościach otrzymywanych z badań innych autorów [183] – rys. 86.

Beton rozciągany zamodelowano według nieliniowej zależności MC2010 (rys. 85b) z osłabieniem betonu (tension softening) przy założeniu minimalnej wytrzymałości na rozciąganie równej 2,0 MPa. Wartość energii pęknięcia (G_F), opisująca osłabienie betonu po zarysowaniu, otrzymywana w badaniach cechuje się dużą zmiennością nawet w zakresie danej klasy betonu (patrz – rys. 86b). Energia pęknięcia zastosowana w modelu numerycznym istotnie wpływa na zbieżność modelu, wskutek tego była dopasowana dla każdego modelu z osobna, aby zapewnić najlepszą zbieżność symulacji betonu zarysowanego. Jako wartość wyjściową założono średnią energię pęknięcia obliczoną według MC2010 [N2], dla modelowanej klasy betonu równą 0,15 N/mm.



Rys. 86. Zakres otrzymywanych z badań parametrów betonu: **a)** wytrzymałość na rozciąganie osiowe, **b)** energia pękania; w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie [183].

Zbrojenie belek zamodelowano elementami liniowymi z zastosowaniem parametrów podanych w tabeli 42 oraz na rysunkach 85c i 85d.

Podłużne zbrojenie pasywne zgodnie ze stanem rzeczywistym przedmiotowych belek przyjęto jako 4 $\varnothing 8$ w półce dolnej oraz 4 $\varnothing 16$ w półce górnej belki. Zbrojenie strzemionami zastosowano w dwóch wariantach. Podstawowy wariant zbrojenia poprzecznego zastosowany w modelach to strzemiona dwucięte $\varnothing 8$ co 150 mm – zgodnie z założeniami projektowymi rzeczywistych belek. Stopień zbrojenia poprzecznego wynosi $\rho_w = 0,42\%$ dla wariantu podstawowego. W celu analizy wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego na zachowanie modeli zastosowano również alternatywne zbrojenie poprzeczne $\varnothing 8$ co 300 mm ($\rho_w' = 0,21\%$) zbliżone do rzeczywistego stopnia zbrojenia w przedmiotowych belkach.

Zależność kontaktowa bond-slip dla zbrojenia sprężającego jest parametrem determinującym pracę kabla sprężającego w sytuacji utraty zakotwienia. W elementach badawczych mamy do czynienia z przyczepnością pomiędzy stałą sprężającą, a iniekcją cementową kanałów kablowych oraz pomiędzy iniekcją cementową, a powierzchnią betonową kanałów kablowych. W modelowaniu numerycznym zdecydowano się zhomogenizować te zjawiska i operować jednym parametrem przyczepności dla stali sprężającej. Takie podejście należy uznać za znaczne uproszczenie, podyktowane niewielką ilością danych dotyczących przyczepności w rozważanym przypadku oraz jej modelowania. Przyczepność stali sprężającej w niniejszych symulacjach modelowano zależnością Dörra (parz – rys. 85e), którą można efektywnie skalibrować do zachowania kabli obserwowanego w przeprowadzonych badaniach transmisji (p. 4.2). Elementy kontaktowe bond-slip zostały zdefiniowane osobno dla każdej fazy pracy elementu i dla różnych przypadków wypełnienia kanałów kablowych.

Szczegółowy opis modelowania przyczepności stali sprężającej zawarto w p. 5.3, natomiast parametry definiujące przyczepność kontaktową stali sprężającej zestawiono w tabeli 44.

5.3. Etapowa analiza obliczeniowa MES

Obliczenia modeli MES prowadzono w formie analizy etapowej. Dla każdej fazy pracy elementu określone parametry brzegowe ulegały zmianie, aby odtworzyć przebieg poszczególnych badań oraz uchwycić rzeczywiste zachowanie badanych elementów w symulacji numerycznej.

W pierwszej fazie realizowano naciąg kabli sprężających, w fazie II kotwienie kabli oraz zadano parametry przyczepności iniekcji cementowej. W kolejnej fazie zadano obciążenie

elementu ze sprawnymi zakotwieniami (faza III') lub usunięto wybrane zakotwienia i przeprowadzono początkowe obciążenie elementu (faza III). Elementy badane numerycznie z usuniętymi zakotwieniami były obciążane w fazie III do osiągnięcia zmiany parametru przyczepności – w przypadku elementów z dobrą jakością iniekcji (G) punktem granicznym jest zarysowanie przekroju, które powoduje poślizg cięgien (faza IV). Dla elementów ze złą jakością iniekcji cementowej (B) punktem granicznym jest stan dekompresji obejmujący swym zakresem kable sprężające z uszkodzonymi zakotwieniami na długości przynajmniej 1,0 m. Tak rozumiany stan dekompresji powoduje poślizg cięgien, a w modelu zmianę parametrów przyczepności (przejście w fazę IV). Dalsza degradacja parametrów przyczepności w modelach numerycznych (B) następuje w momencie zarysowania (faza V), która w modelach numerycznych na podstawie obserwacji z badań została założona jako obciążenie rysujące dla przekroju w pełni sprężonego. W przypadku dobrej jakości iniekcji (G), obserwowana w badaniach dalsza degradacja parametrów przyczepności zachodzi przy powstaniu kolejnych zarysowań – obserwowano wtedy dalszy wślizg kabla sprężającego razem z iniekcją kanału kablowego (patrz fot. 28). Definicję przejścia modelu obliczeniowego (przypadek dobrej iniekcji) w fazę V ustalono po przekroczeniu obciążenia równego 118% obciążenia rysującego przekrój. Obciążenie graniczne zostało zdefiniowane arbitralnie na podstawie obserwacji badań i kalibracji modelu. W tabeli 43 przedstawiono etapy analizy obliczeniowej dla przypadków dobrej (G) oraz złej (B) jakości iniekcji.

Tabela 43. Etapowa analiza obliczeń modelu MES.

Analiza etapowa pracy modelowanego elementu	Modelowana jakość iniekcji cementowej kanałów kablowych	
	Dobra (G)	Zła (B)
Faza I	Naciąg kabli sprężających (podatne parametry przyczepności)	
Faza II	Zakotwienie kabli oraz iniekcja kanałów (zadanie parametrów przyczepności w zależności od jakości iniekcji cementowej)	
Faza III'	Obciążenie dla elementów badanych numerycznie ze wszystkimi sprawnymi zakotwieniami kabli sprężających	
Faza III	Usunięcie wybranych zakotwień kabli sprężających (przekazanie siły sprężającej na długości transmisji) i początkowe obciążenie elementu	
Faza IV	Początkowa degradacja parametrów przyczepności przy przejściu w stan zarysowany	Początkowa degradacja parametrów przyczepności przy przejściu w stan dekompresji
Faza V	Dalsza degradacja parametrów przyczepności przy obciążeniu przekroju zarysowanego (118% P_{cr})	Dalsza degradacja parametrów przyczepności przy obciążeniu rysującym dla przekroju z pełną siłą sprężającą

W tabeli 44 zestawiono parametry przyczepności dla definicji elementów kontaktowych stali sprężającej z iniekcją cementową w poszczególnych fazach analizy dla dobrej lub złej jakości iniekcji kanałów kablowych. Gdzie D_{11} oraz D_{22} oznaczają współczynniki macierzy sztywności – odpowiednio moduł sztywności normalnej oraz stycznej, natomiast parametry c oraz s określają przebieg funkcji Dörra (rys. 85 e,f).

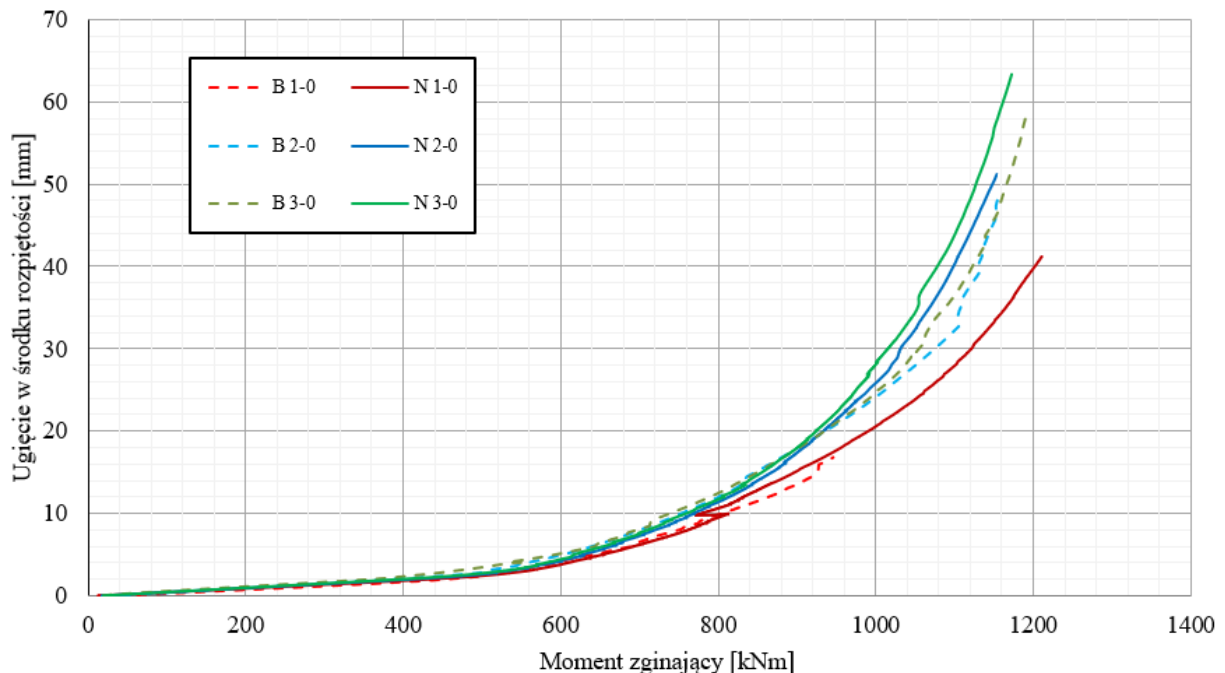
Tabela 44. Parametry definiujące przyczepność kontaktową stali w poszczególnych fazach modelu.

Analizowana faza	$D_{11} (N_s)$ [N/mm ³]	$D_{22} (S_s)$ [N/mm ³]	Analizowany przypadek jakości iniekcji	c [N/mm ²]	s [mm]
Faza I – sprężenie kabli bez iniekcji	1000	5,9	Dobra (G)	$2 \cdot 10^{-5}$	5000
			Zła (B)		
Faza II + III – praca zainiektowanych kabli	1000	5,9	Dobra (G)	5	10
			Zła (B)	0,9	10
Faza IV – degradacja parametrów przyczepności	1000	5,9	Dobra (G)	2,5	10
			Zła (B)	0,25	5
Faza V – dalsza degradacja parametrów przyczepności	1000	5,9	Dobra (G)	1,1	5
			Zła (B)	0,14	0,1

5.4. Walidacja modeli obliczeniowych

Modele obliczeniowe MES poddano walidacji na podstawie wyników pomiarów prowadzonych w ramach programu badawczego (patrz – rozdział 4). Rysunek 87 przedstawia porównanie wykresów odpowiedzi belek referencyjnych (ze sprawnymi zakotwieniami kabli sprężających) w badaniach niszczących z modelami numerycznymi. Przedstawiono wartość przyrostu ugięcia w środku rozpiętości belki w funkcji maksymalnego momentu zginającego (w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego).

Linia ciągłą przedstawiono wyniki uzyskane z modelu numerycznego, natomiast linią przerywaną pomiar z badania referencyjnego. Poszczególne kolory reprezentują schematy statyczne o różnych smukłościach ścinania.

**Rys. 87.** Porównanie wyników podstawowych modeli numerycznych z badaniami referencyjnymi.

Analizując zbieżność modeli numerycznych z wynikami pomiarów należy zwrócić uwagę na następujące ograniczenia:

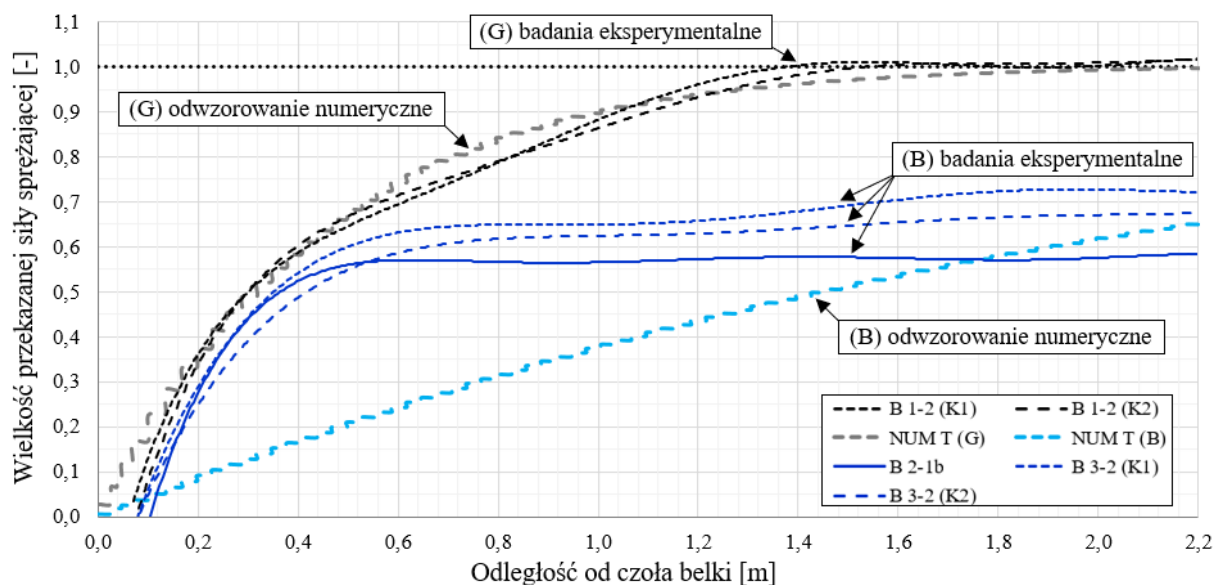
- w przypadku badania B 1-0 ugięcia były rejestrowane jedynie do osiągnięcia limitu dla prasy hydraulicznej w danym schemacie statycznym ($M_{lim} = 946,0$ kNm). Zniszczenie w badaniu B 1-0 nastąpiło dla $M_{B 1-0} = 1177,1$ kNm.

- W badaniu referencyjnym B 3-0 wykorzystano element składany z segmentów, którego spodziewane zachowanie może różnić się od elementu prefabrykowanego w całości (np. różnica sztywności). Stworzony model numeryczny belki odwzorowywał element prefabrykowany w całości.

Kalibracja podstawowych parametrów przyczepności

Kalibracja parametrów przyczepności kontaktowej kabli sprężających została wykonana na podstawie badań transmisji (p. 4.2) oraz badań niszczących (p. 4.1), przeprowadzonych na elementach B 1-2 oraz B 3-2 aby odwzorować parametry przyczepności odpowiednio dla dobrej (G) oraz dla złej (B) jakości iniekcji kanałów kablowych.

Wyniki badań długości transmisji siły sprężającej porównano z modelami numerycznymi (obliczenia dla faz I–III), zakładając parametry dobrej oraz złej jakości iniekcji. Na rysunku 88 przedstawiono porównanie wielkości przekazanej siły sprężającej uzyskanej dla modelu numerycznego oraz dla badań długości transmisji (wyznaczona na podstawie pomiarów zmian odkształceń podłużnych elementu – p. 4.2). Wielkość przekazanej siły sprężającej została znormalizowana, tak że wartość 1,0 oznacza pełne przekazanie siły sprężającej.



Rys. 88. Wielkość przekazanej siły sprężającej – kalibracja przyczepności stali sprężającej.

W przypadku dobrej jakości iniekcji (G) widać, że zgodność wyników symulacji numerycznej z wynikiem badania eksperymentalnego jest zadowalająca. Natomiast dla modelu złej jakości iniekcji (B) wyniki symulacji numerycznej odbiegają od wyników badania B 3-2. Powody są następujące:

- model zakłada homogenizację zjawiska przyczepności na granicy: drut sprężający-zaczyn iniekcyjny oraz zaczyn iniekcyjny-betonowe ścianki kanału przy użyciu elementu kontaktowego jednego rodzaju,
- takie podejście traktuje kabel sprężający jako jeden element (łącznie z iniekcją), połączony zhomogenizowanym modelem przyczepności z betonem belki – nie jest możliwe zamodelowanie utraty siły w pojedynczym drucie sprężającym przy transmisji siły z innego drutu.

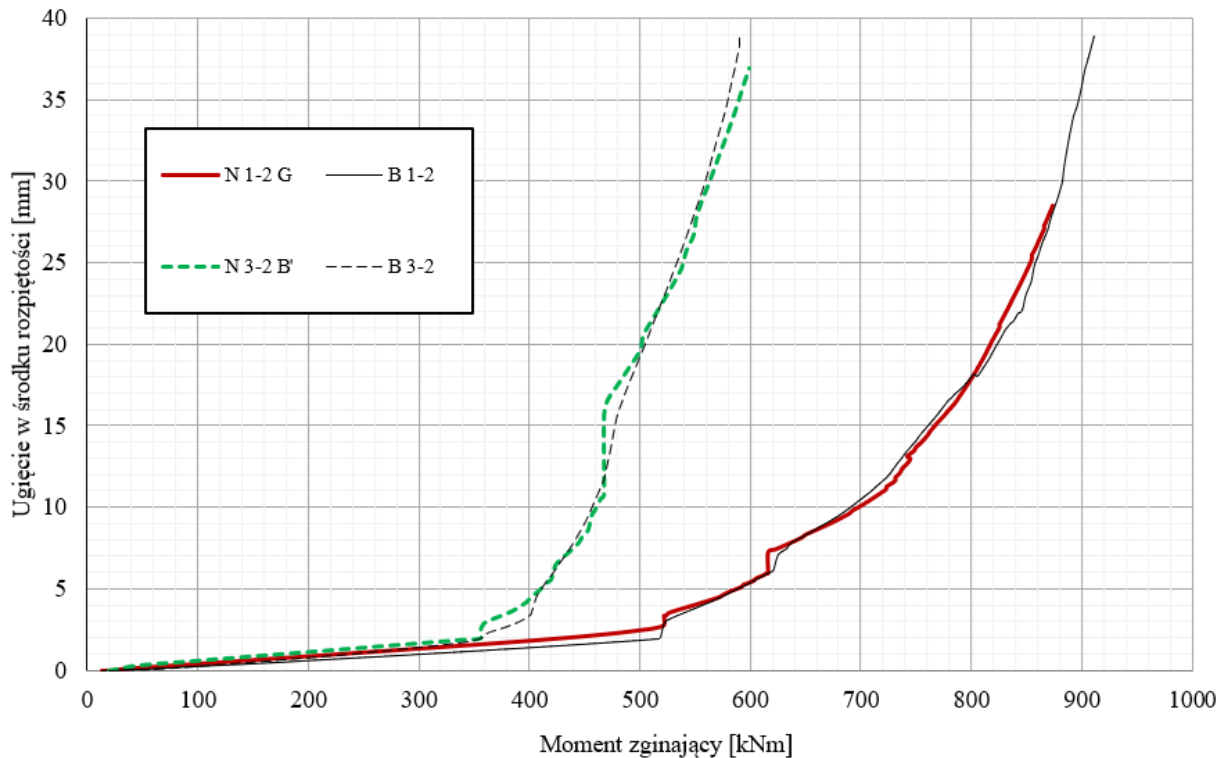
Aby powyższy model przyczepności kabla dla złej jakości iniekcji nawiązywał do wyników badań eksperymentalnych, kalibracji dokonano na podstawie całkowania wielkości przekazanej

siły sprężającej obliczonej wzdłuż długości całego kabla sprężającego, tak aby pole pod wykresem uzyskanym z modelu numerycznego oraz uzyskanym z badań były zgodne. W ten sposób wielkość siły przekazanej z kabla sprężającego na beton (rozumianej globalnie jako wielkość siły dla całego kabla) jest zgodna z wynikami badań.

Kalibracja parametrów przyczepności w analizie etapowej

W kolejnym etapie kalibracji parametrów przyczepności prowadzono symulacje numeryczne, modelując przebieg całego badania niszczącego dla elementu z odciętymi zakotwieniami (fazy I–V). Celem było uzyskanie zadowalającej zbieżności parametrów przyczepności w poszczególnych fazach obliczeń modelu (patrz – tabela 43), na podstawie porównania wyników symulacji numerycznych z wynikami badań niszczących elementów B 1-2 oraz B 3-2.

Na rysunku 89 przedstawiono porównanie wyników symulacji numerycznych z wynikami odpowiadających badań. Zweryfikowane wartości parametrów przyczepności oraz poślizgu kontaktowego zdefiniowane dla stali sprężającej zmieniały się etapowo w trakcie symulacji numerycznej zgodnie z tabelą 44.



Rys. 89. Kalibracja parametrów przyczepności dla dobrej (G) i złej (B) jakości iniekcji.

5.5. Zestawienie analizowanych modeli numerycznych

Do identyfikacji poszczególnych modeli numerycznych zastosowano nomenklaturę zgodną z oznaczeniami badań rzeczywistych elementów przedstawionych w rozdziale 4. Na przykład oznaczenie **N 1-4 G** określa model numeryczny obciążony w schemacie statycznym $a/d = 1,57$ z odciętymi **czterema** dolnymi zakotwieniami, **G** – w przypadku dobrej jakości iniekcji kanałów kablowych. W tabeli 45 zestawiono przeprowadzone symulacje numeryczne.

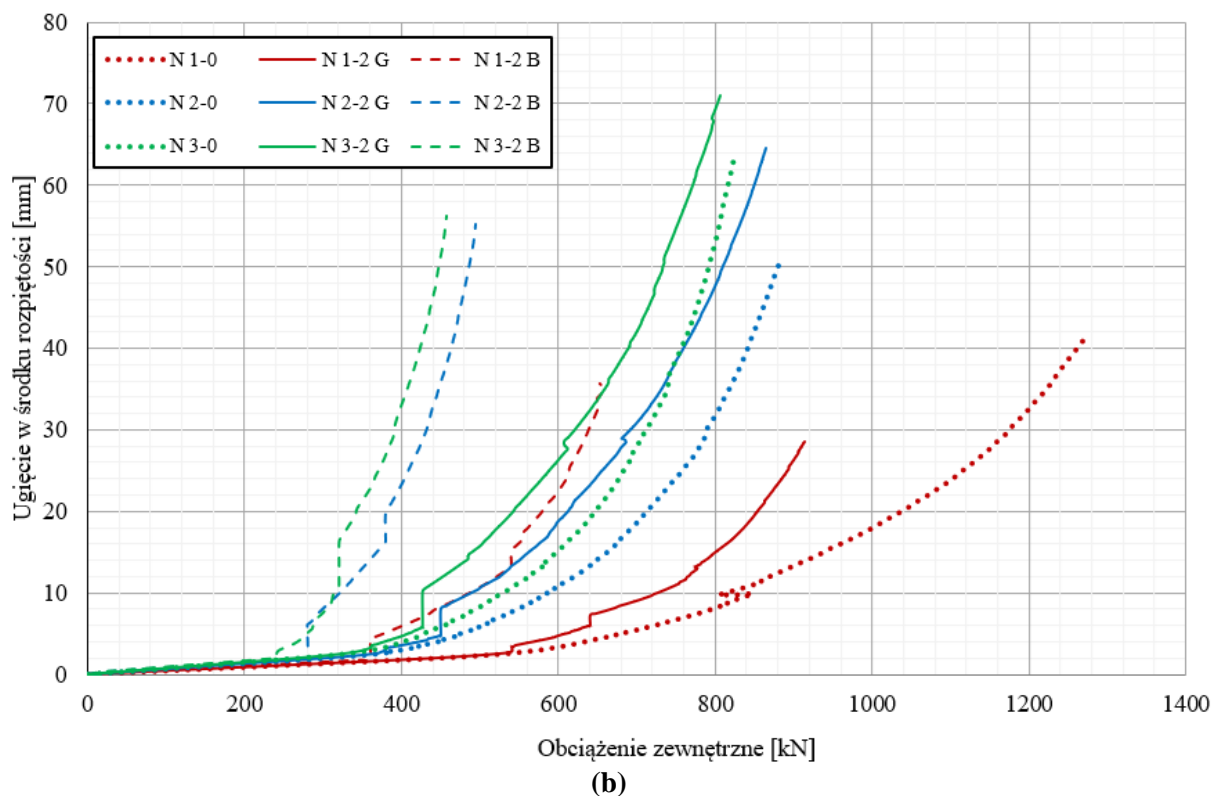
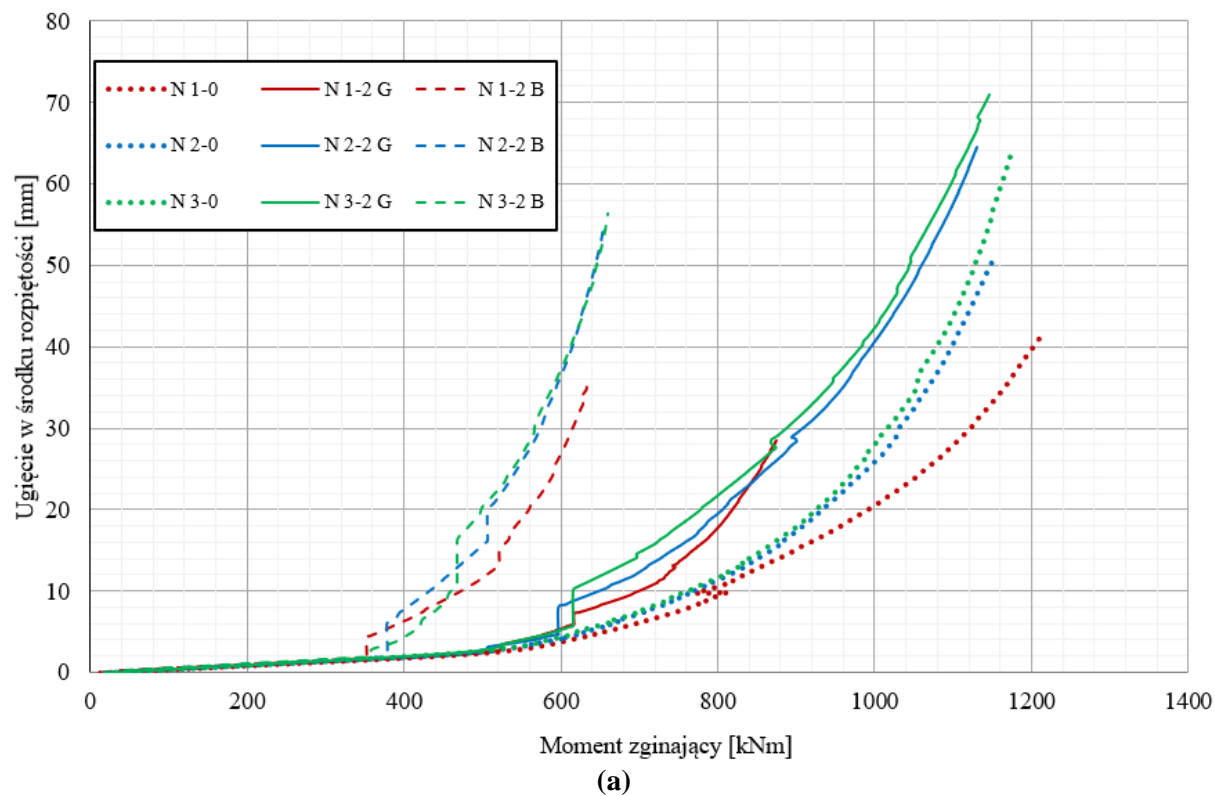
Tabela 45. Zestawienie i oznaczenie wykonanych modeli numerycznych.

Smukłość ścinania analizowanego modelu			Legenda dodatkowych oznaczeń
$a/d = 1,57$	$a/d = 2,61$	$a/d = 3,66$	
N 1-0	N 2-0	N 3-0	G – dobra jakość iniekcji cementowej
N 1-0'	N 2-0'	N 3-0'	
N 1-2 G *	N 2-2 G	N 3-2 G	B – zła jakość iniekcji cementowej
N 1-2 B	N 2-2 B	N 3-2 B *	
N 1-2 G'	N 2-2 G'	N 3-2 G'	' – zredukowany stopień zbrojenia poprzecznego o 50%
N 1-2 B'	N 2-2 B'	N 3-2 B'	
N 1-4 G	–	N 3-4 G	* parametry przyczepności kalibrowane na podstawie odpowiadającego badania
N 1-4 B	N 2-4 B	N 3-4 B	
N 1-1 G	N 2-1 G	N 3-1 G	
N 1-1 B	N 2-1 B	N 3-1 B	

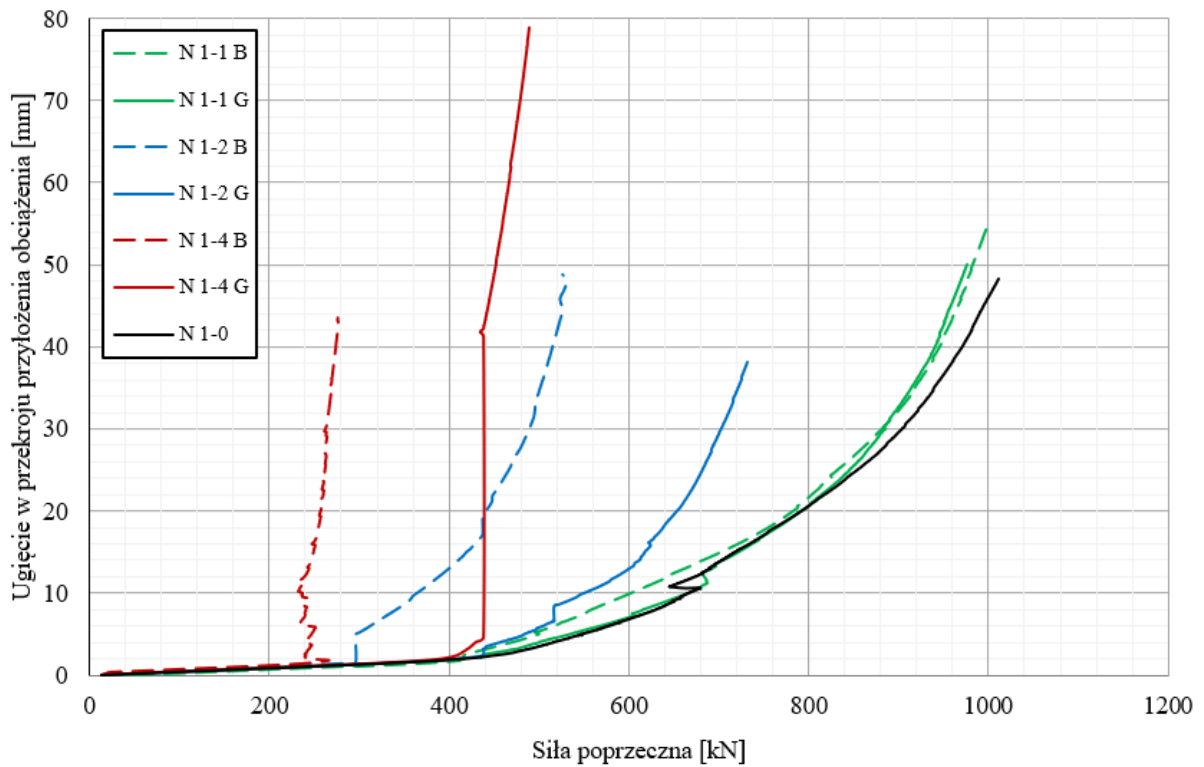
5.6. Zestawienie wyników symulacji numerycznych

Na rysunkach 90 – 93 zestawiono wyniki przeprowadzonych symulacji numerycznych. Rysunek 90 przedstawia wyniki modeli referencyjnych (ze wszystkimi sprawnymi zakotwieniami kabli sprężających) oraz modeli z odciętymi dwoma dolnymi zakotwieniami. Na rys. 90a zawarto wartość przyrostu ugięcia w środku rozpiętości belki w funkcji maksymalnego momentu zginającego (w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego). Natomiast rys. 90b zawiera wartość przyrostu ugięcia w środku rozpiętości belki w funkcji siły obciążającej element, w celu rozpoznania najbardziej niekorzystnego przypadku położenia obciążenia (smukłości a/d) dla poszczególnych modelowanych sytuacji. Rysunki 91, 92 i 93 reprezentują poszczególne smukłości ścinania (odpowiednio 1,57 ; 2,61 oraz 3,66) i prezentują wartość przyrostu ugięcia w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego w funkcji maksymalnej siły tnącej.

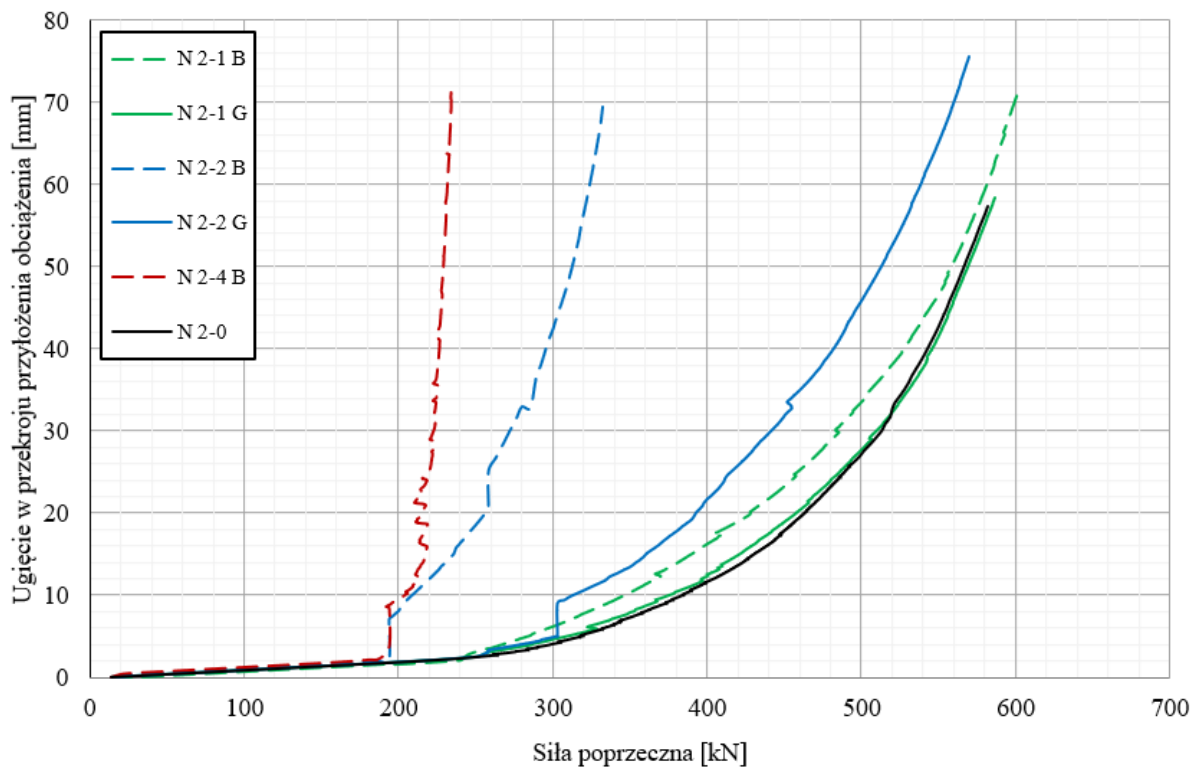
Prezentowane poniżej wartości ugięcia, jeżeli nie zaznaczono inaczej, wyrażają przyrost względem początku badania. Zatem zerowa wartość ugięcia belki odnosi się do elementu sprężonego, z ewentualnymi uszkodzonymi zakotwieniami (jeśli dotyczy).



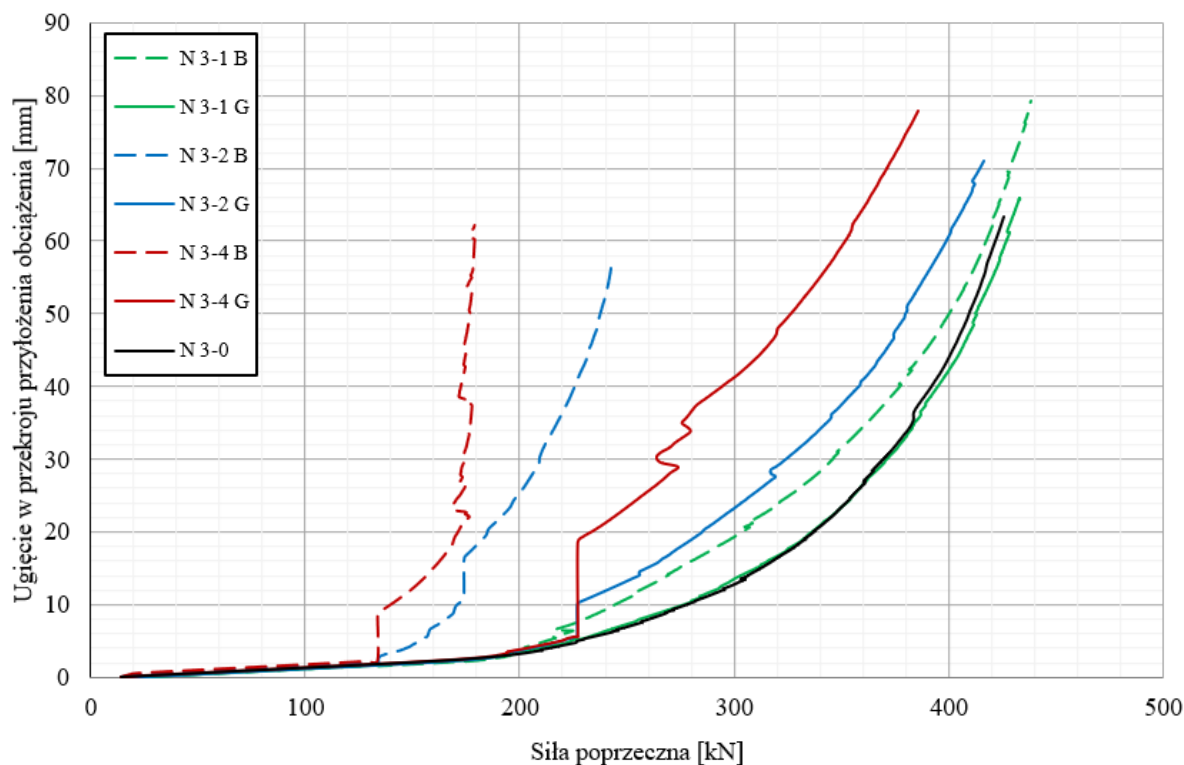
Rys. 90. Zestawienie wyników modeli referencyjnych oraz modeli z dwoma odciętymi zakotwieniami kabli – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji: **a)** momentu zginającego; **b)** obciążenia zewnętrznego.



Rys. 91. Zestawienie wykresów ugięcia w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 1,57$.



Rys. 92. Zestawienie wykresów ugięcia w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 2,61$.



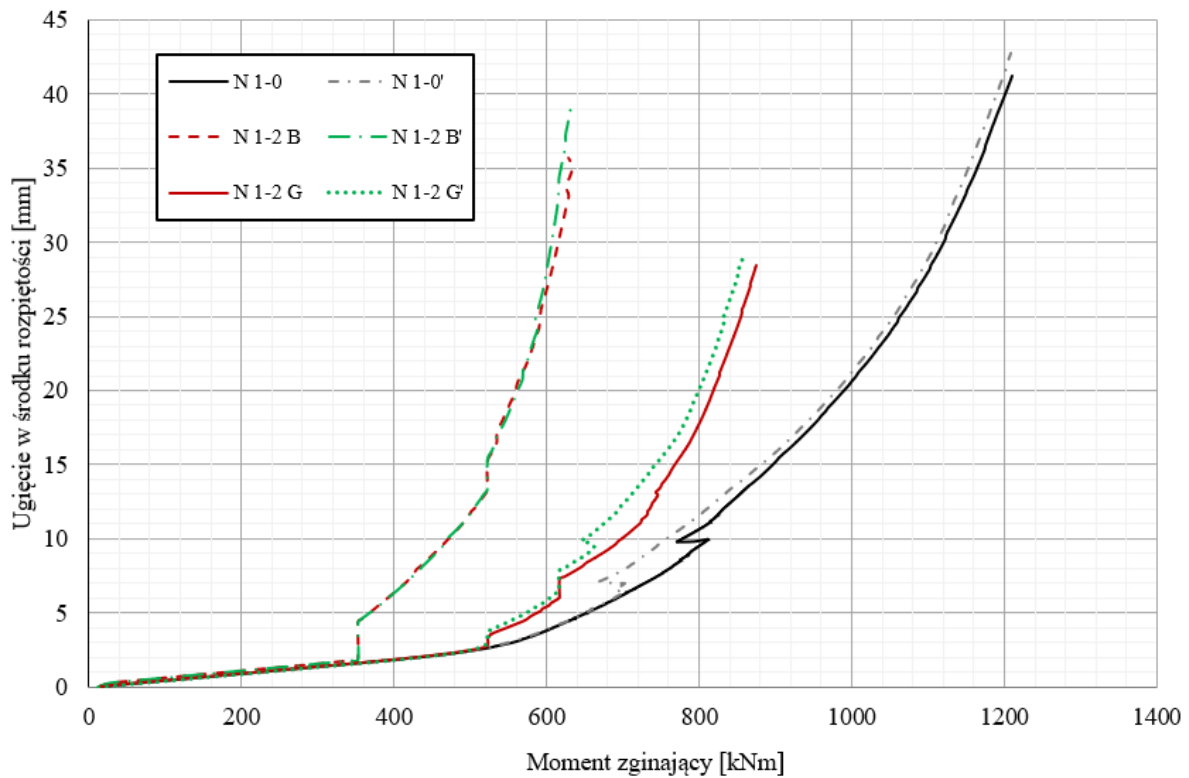
Rys. 93. Zestawienie wykresów ugięcia w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 3,66$.

5.7. Analiza wyników symulacji numerycznych

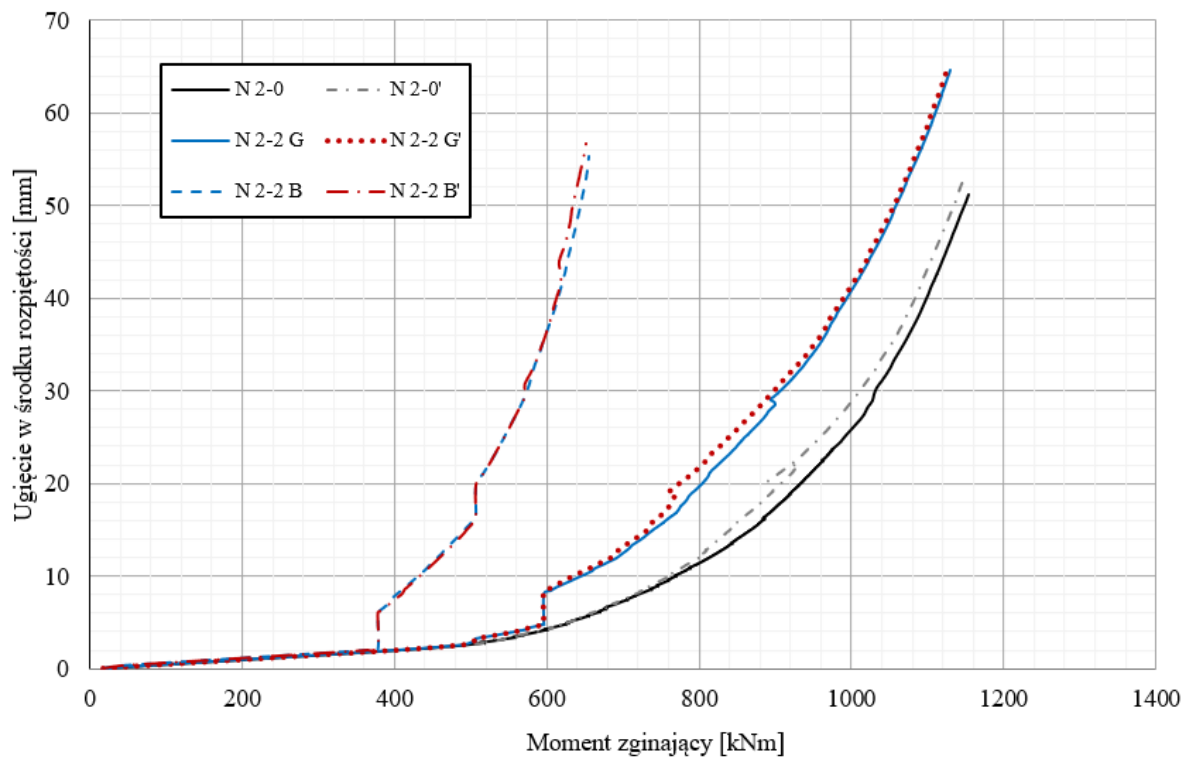
Na podstawie przeprowadzonych symulacji numerycznych wykonano analizy parametryczne wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego oraz wpływu stopnia efektywnego sprężenia na wyniki obliczeń i zachowanie modeli numerycznych.

5.7.1. Analiza wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego

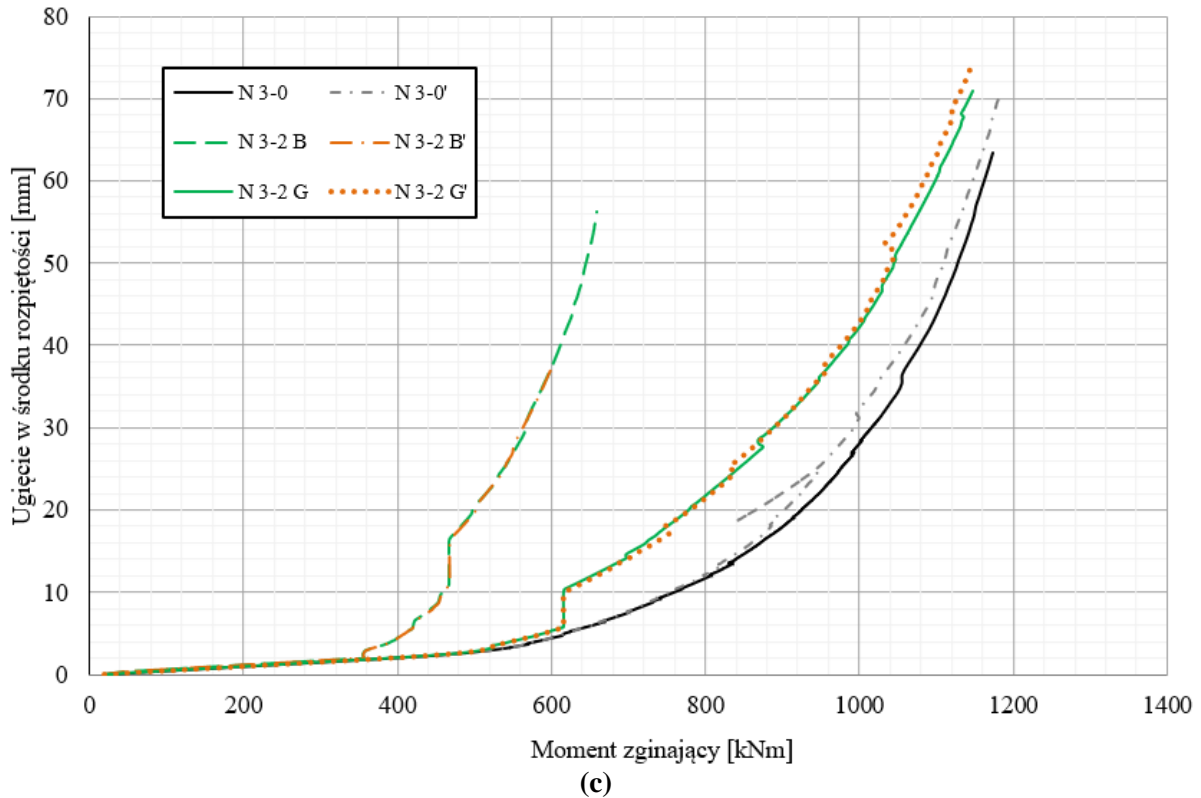
Na rysunkach 94 – 96 przedstawiono zestawienie wyników obliczeń dla odpowiadających modeli ze zróżnicowanym stopniem zbrojenia poprzecznego. Zestawiono symulacje numeryczne elementów referencyjnych (stopień zbrojenia $\rho_w = 0,42\%$) z analogicznymi modelami belek dla poszczególnych smukłości ścinania, w których stopień zbrojenia zredukowany został o połowę ($\rho_w' = 0,21\%$ – oznaczonych '). Wykresy przyrostu ugięcia w środku rozpiętości belki w funkcji maksymalnego momentu zginającego (w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego) dla smukłości ścinania a/d równej 1,57; 2,61; 3,66 przedstawiono odpowiednio na rys. 94, 95 oraz 96.



Rys. 94. Analiza wyników modeli, z różnym stopniem zbrojenia poprzecznego – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji momentu zginającego dla smukłości ścinania $a/d = 1,57$.

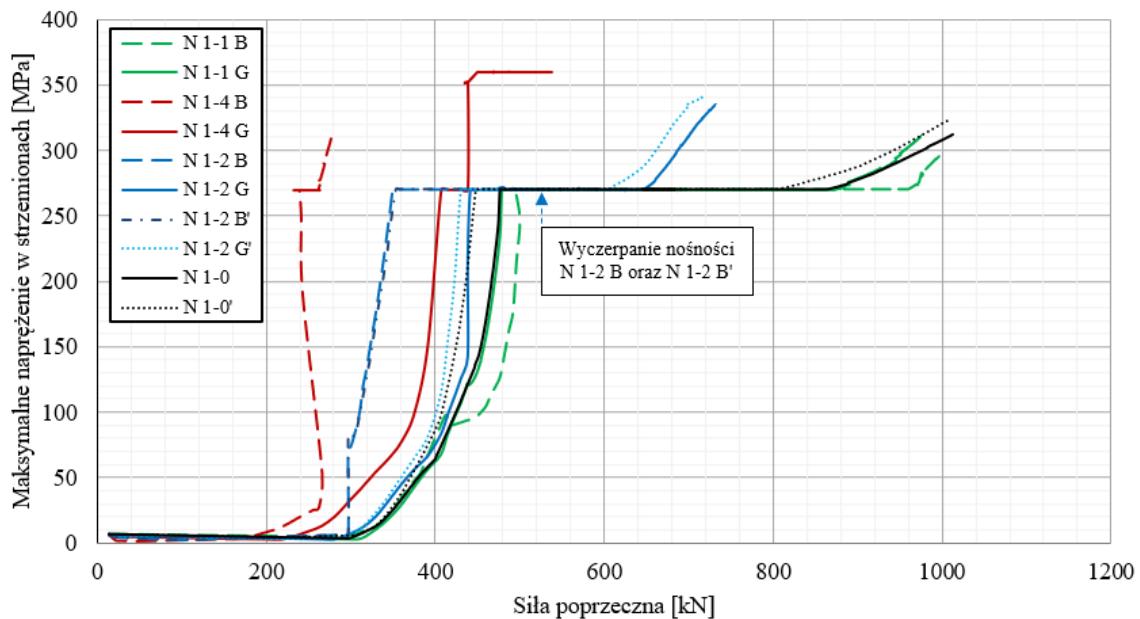


Rys. 95. Analiza wyników modeli, z różnym stopniem zbrojenia poprzecznego – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji momentu zginającego dla smukłości ścinania $a/d = 2,61$.

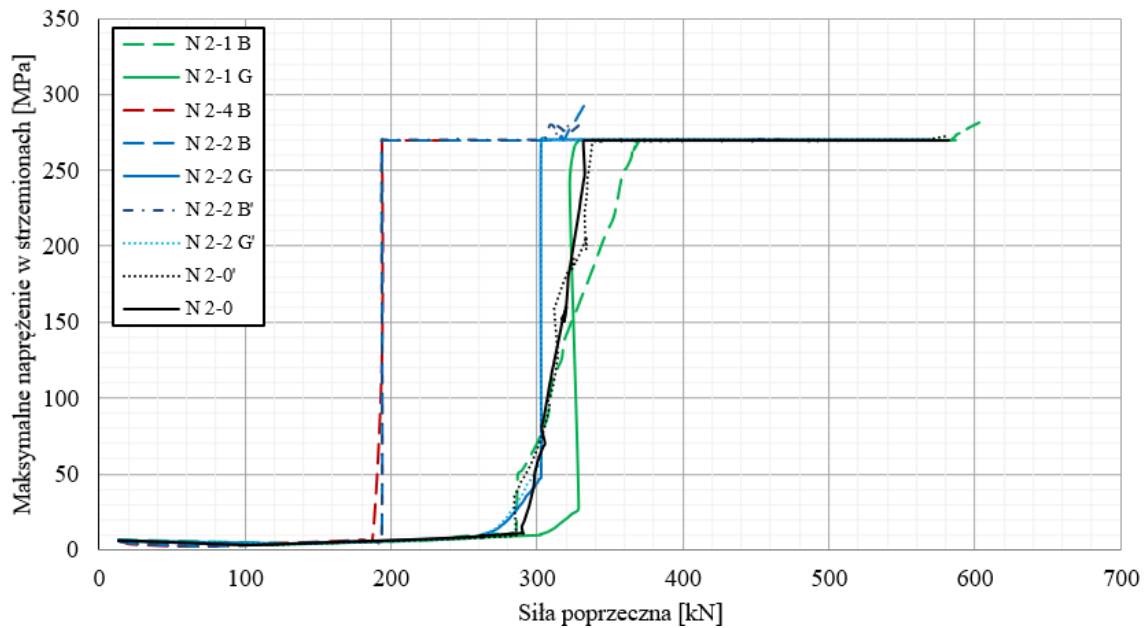


Rys. 96. Analiza wyników modeli, z różnym stopniem zbrojenia poprzecznego – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji momentu zginającego dla smukłości ścinania $a/d = 3,66$.

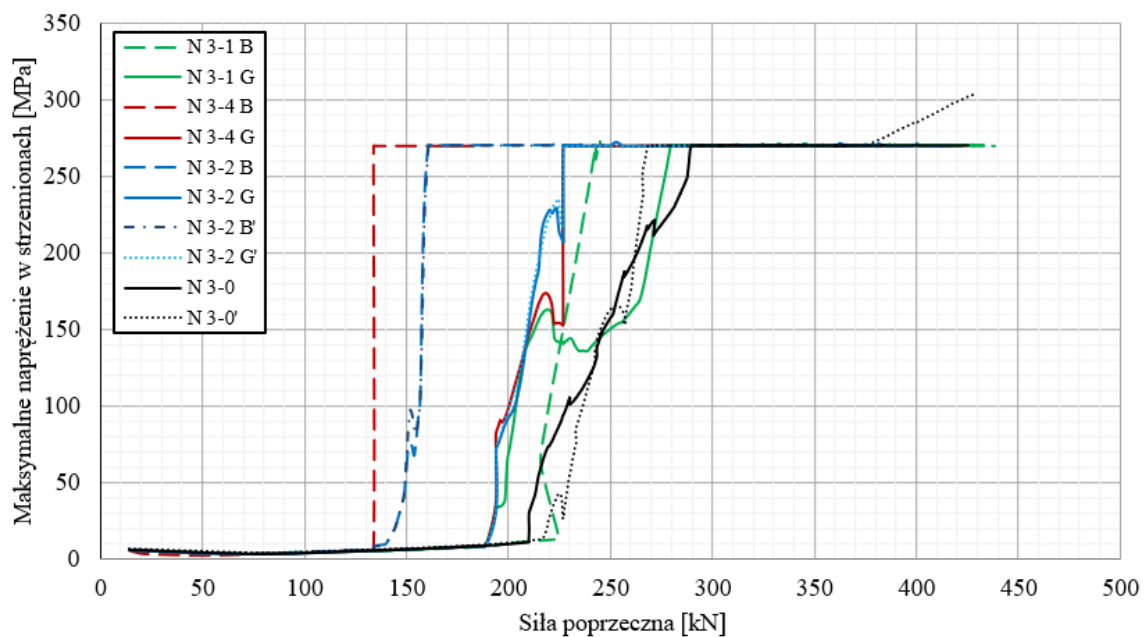
Na rysunkach 97-99 przedstawiono zależność maksymalnego naprężenia w zbrojeniu poprzecznym od maksymalnej siły poprzecznej w przekroju. Rys. 97 zestawia wyniki wszystkich symulacji numerycznych, przeprowadzonych w schemacie statycznym modelu o smukłości ścinania a/d równej 1,57. Rys. 98 oraz rys. 99 przedstawia zestawienie dla smukłości ścinania a/d równej odpowiednio 2,61 oraz 3,66.



Rys. 97. Zestawienie maksymalnego naprężenia w strzemionach w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 1,57$.



Rys. 98. Zestawienie maksymalnego naprężenia w strzemionach w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 2,61$.



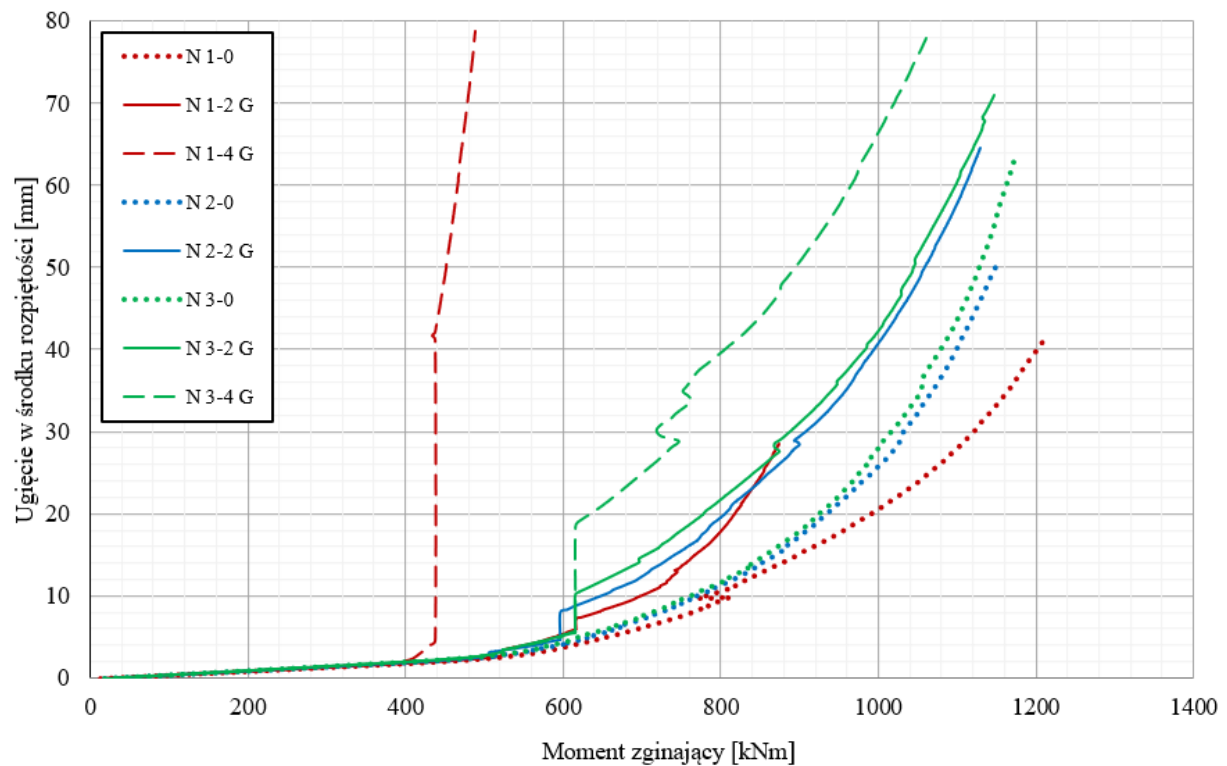
Rys. 99. Zestawienie maksymalnego naprężenia w strzemionach w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 3,66$.

5.7.2. Analiza wpływu stopnia efektywnego sprężenia

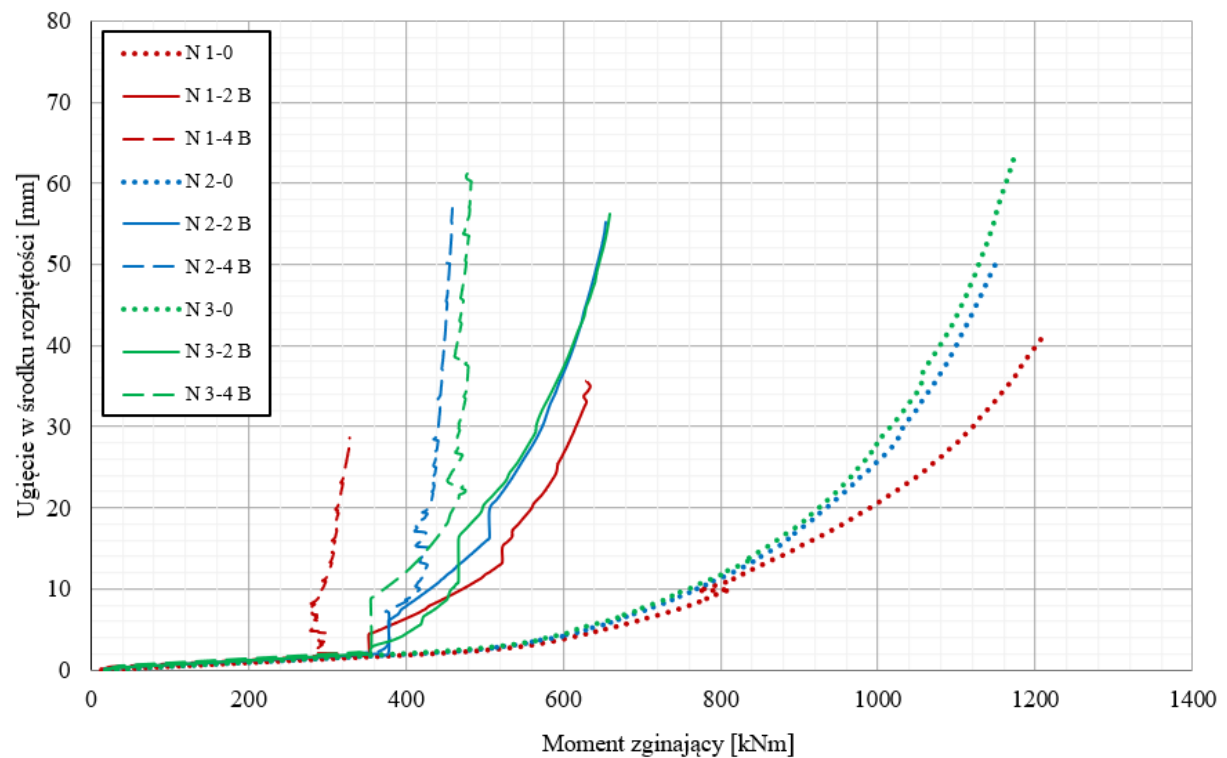
W analizie parametrycznej stopnia efektywnego sprężenia uwzględniono różne warianty uszkodzeń zakotwień kabli sprężających (liczba uszkodzonych zakotwień i ich lokalizacja), oraz różną jakość iniekcji kanałów kablowych, która determinuje długość efektywnego przekazania siły sprężającej z kabli na element po utracie zakotwienia.

Rysunki 100 i 101 przedstawiają porównanie wyników obliczeń modeli numerycznych referencyjnych (brak uszkodzonych zakotwień) z modelami, w których symulowano różne kombinacje uszkodzonych zakotwień kabli sprężających. Przedstawiono zależności przyrostu ugięcia w środku rozpiętości belki od maksymalnego momentu zginającego (w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego). Na rysunku 100 przedstawiono wyniki dla modeli

z uszkodzonymi dolnymi zakotwieniami (dwa najniższe lub wszystkie cztery dolne zakotwienia) odpowiednio dla przypadków dobrej (G – rys. 100a) oraz złej (B – rys. 100b) jakości iniekcji kanałów kablowych.



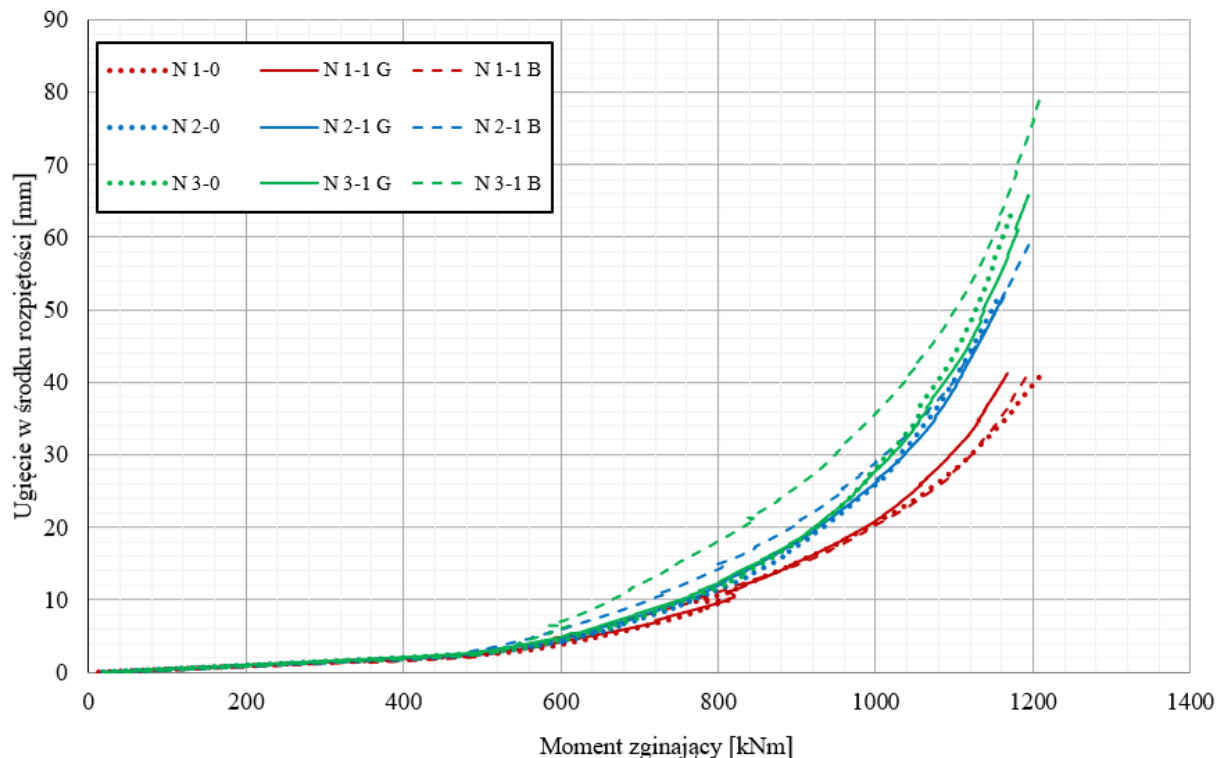
(a)



(b)

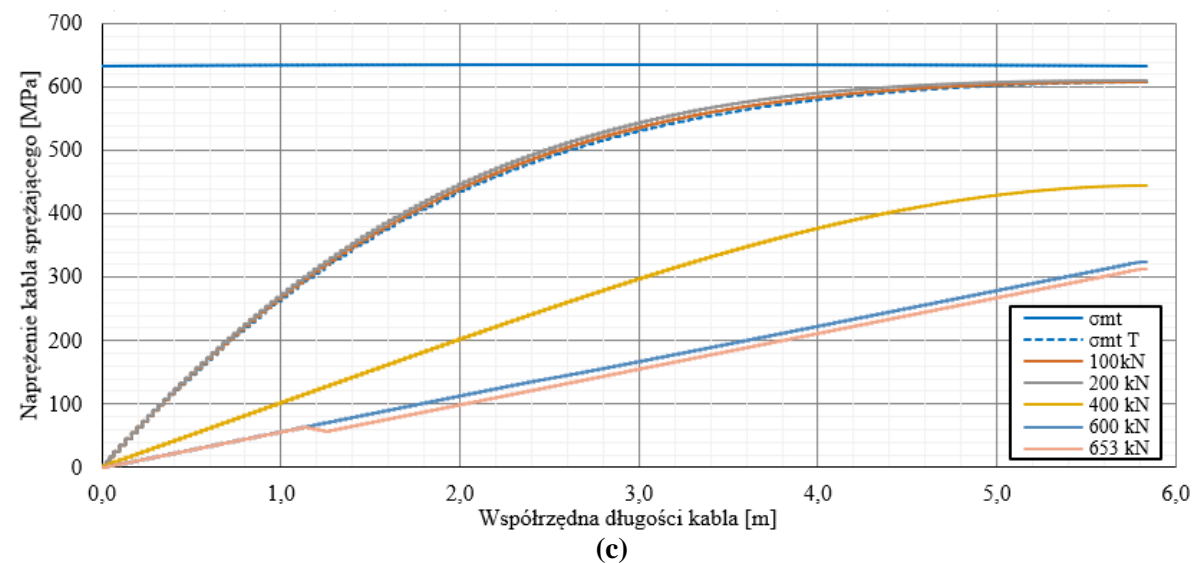
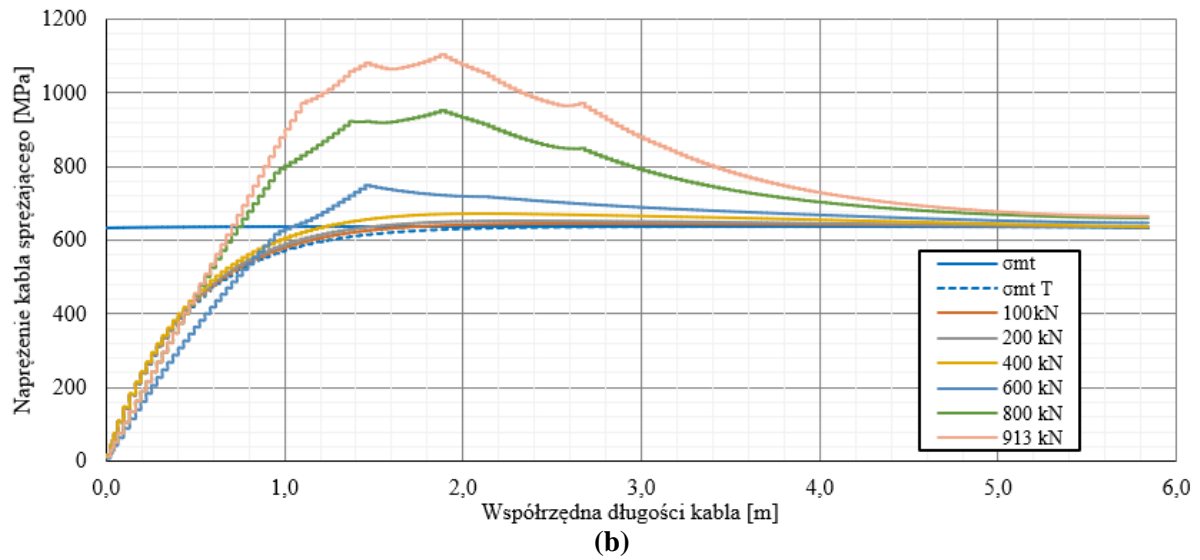
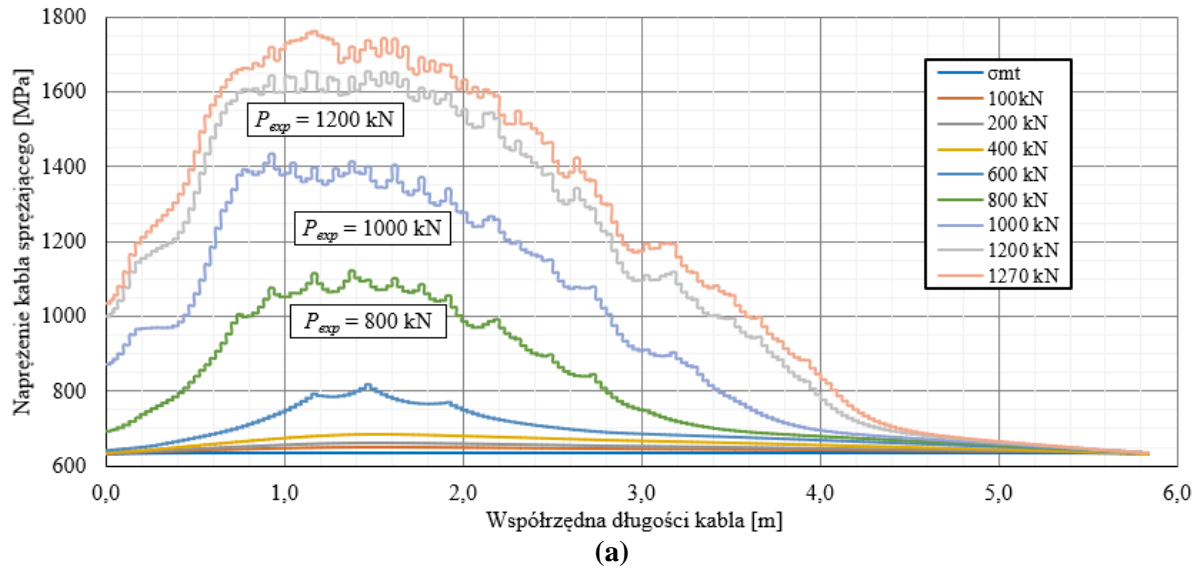
Rys. 100. Zestawienie wyników modeli referencyjnych oraz modeli z usuniętymi dwoma lub czterema zakotwieniami dolnych kabli sprężających w przypadku **a**) dobrej jakości iniekcji (G), **b**) złej jakości iniekcji (B).

Rysunek 101 przedstawia wyniki dla modeli elementów z uszkodzonym jednym górnym zakotwieniem kabla sprężającego, w przypadku dobrej (G) oraz złej (B) jakości iniekcji kanałów kablowych.

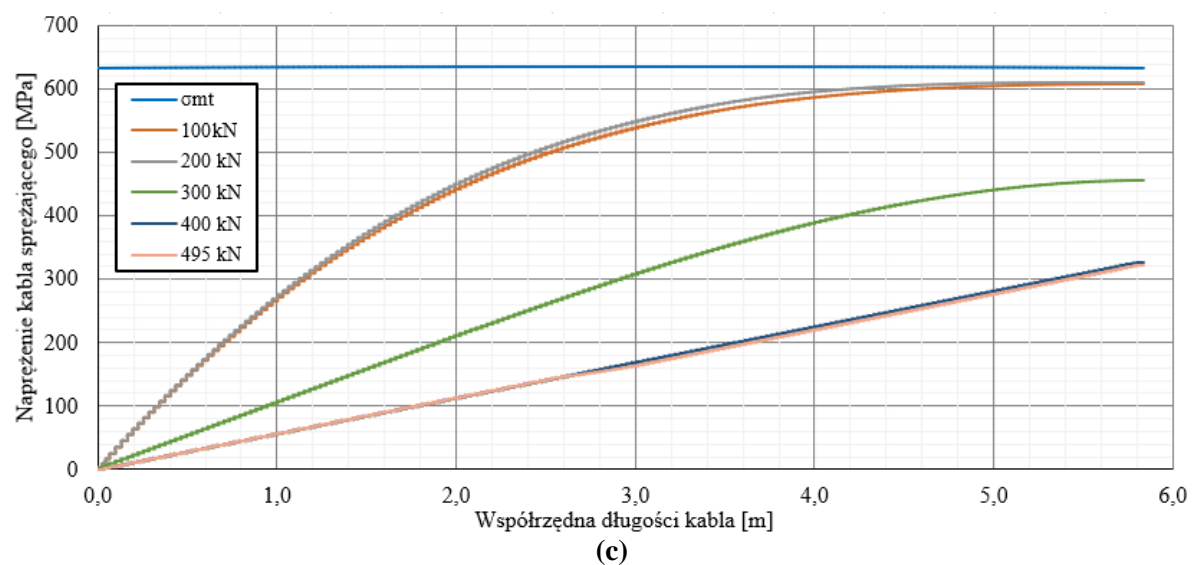
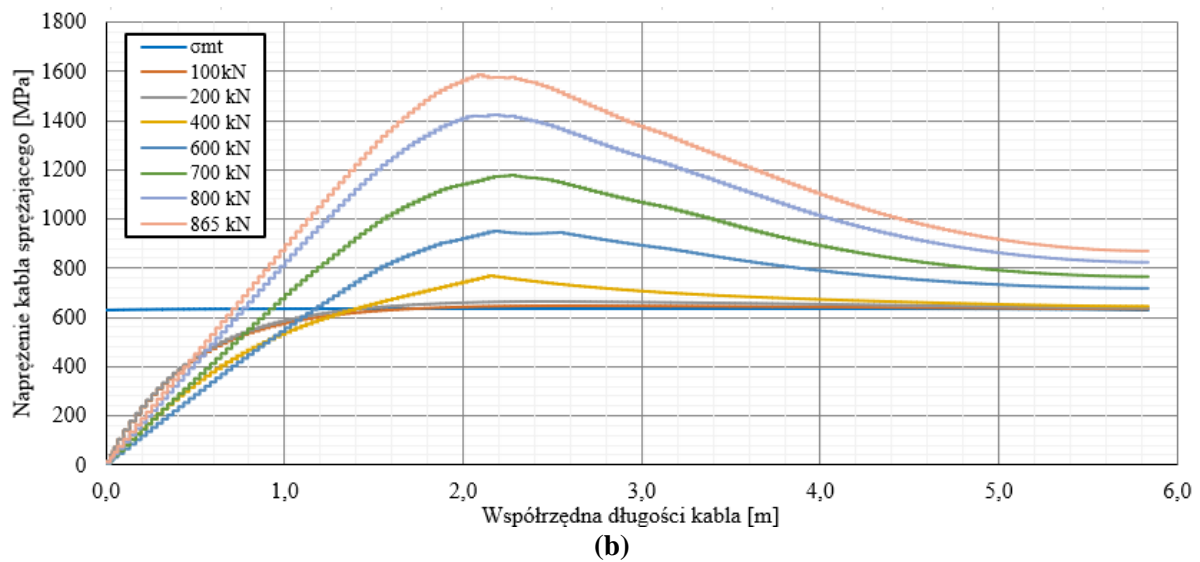
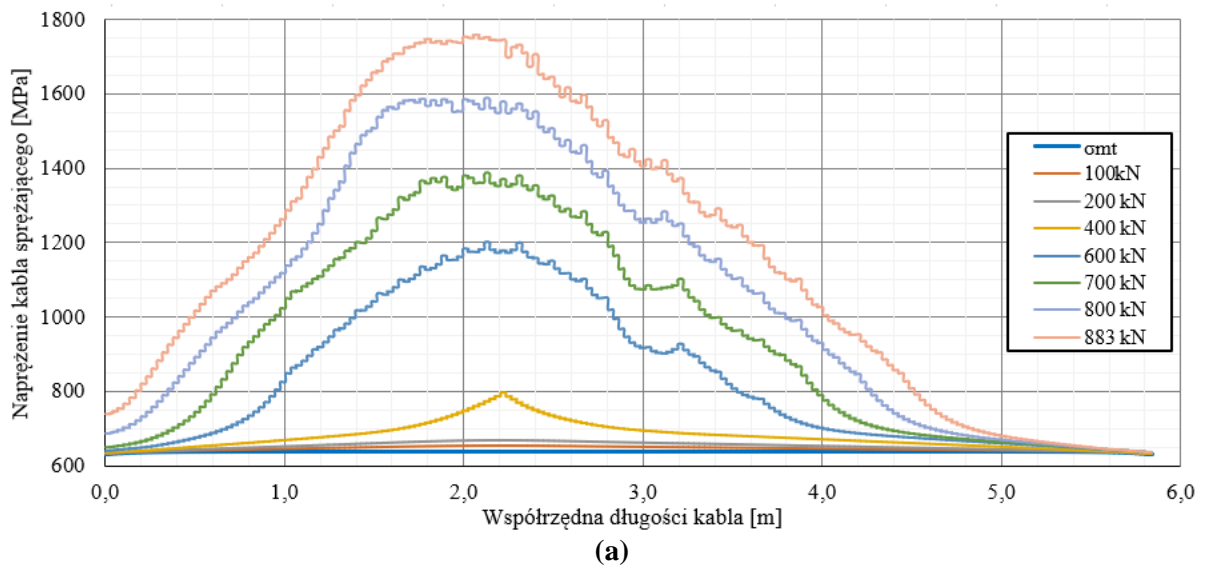


Rys. 101. Zestawienie wyników modeli referencyjnych oraz modeli z usuniętym jednym zakotwieniem górnego kabla sprężającego.

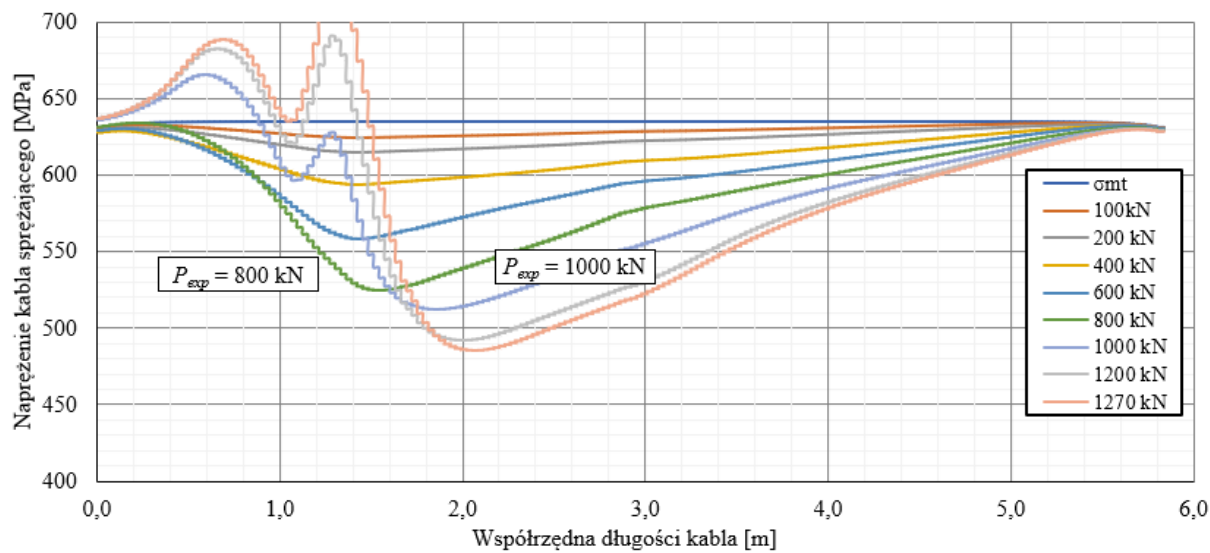
Na rysunkach 102 – 105 zestawiono wykresy naprężeń na długości kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia oznaczonych odpowiadającymi kolorami. Linia niebieska oznacza naprężenie kabla po zakotwieniu, przerywana linia niebieska odpowiada sytuacji po utracie zakotwienia rozpatrywanego kabla, natomiast różowa linia (ostatnia według legendy) oznacza krok obliczeń, bezpośrednio przed zniszczeniem numerycznym. Na rys. 102, 103 zestawiono naprężenia w dolnym kablu sprężającym, w symulacji badania: referencyjnego (rys. 102a, 103a) oraz z odciętymi dwoma dolnymi zakotwieniami kabli w sytuacji dobrej oraz złej jakości iniekcji – odpowiednio rys. 102b i 102c oraz rys. 103b i 103c. Analogicznie na rysunkach 104 i 105 przedstawiono naprężenia w górnym kablu sprężającym. Zobrazowane wyniki dotyczą smukłości ścinania a/d równej 1,57 (rys. 102 i 104) oraz 2,61 (rys. 103 i 105).



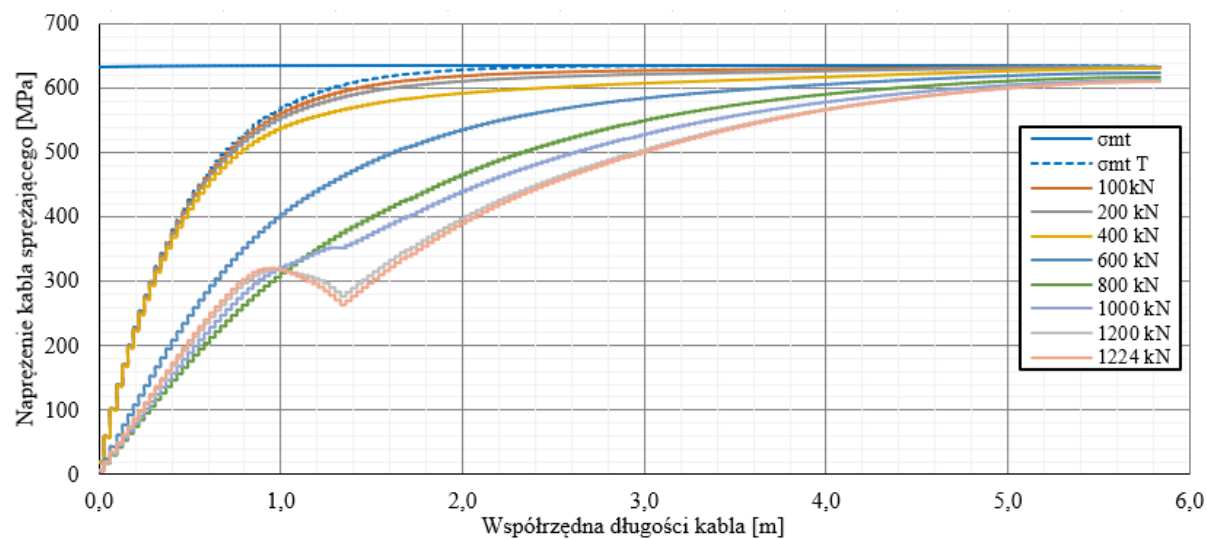
Rys. 102. Zestawienie naprężeń na długości dolnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 1-0, **b)** N 1-2 G, **c)** N 1-2 B.



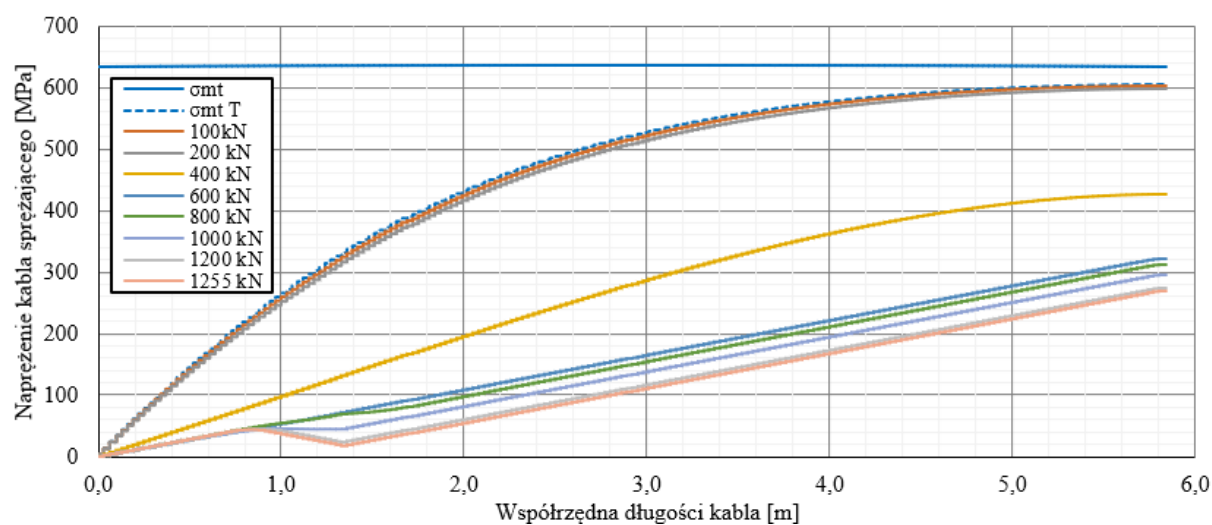
Rys. 103. Zestawienie naprężeń na długości dolnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 2-0, **b)** N 2-2 G, **c)** N 2-2 B.



(a)

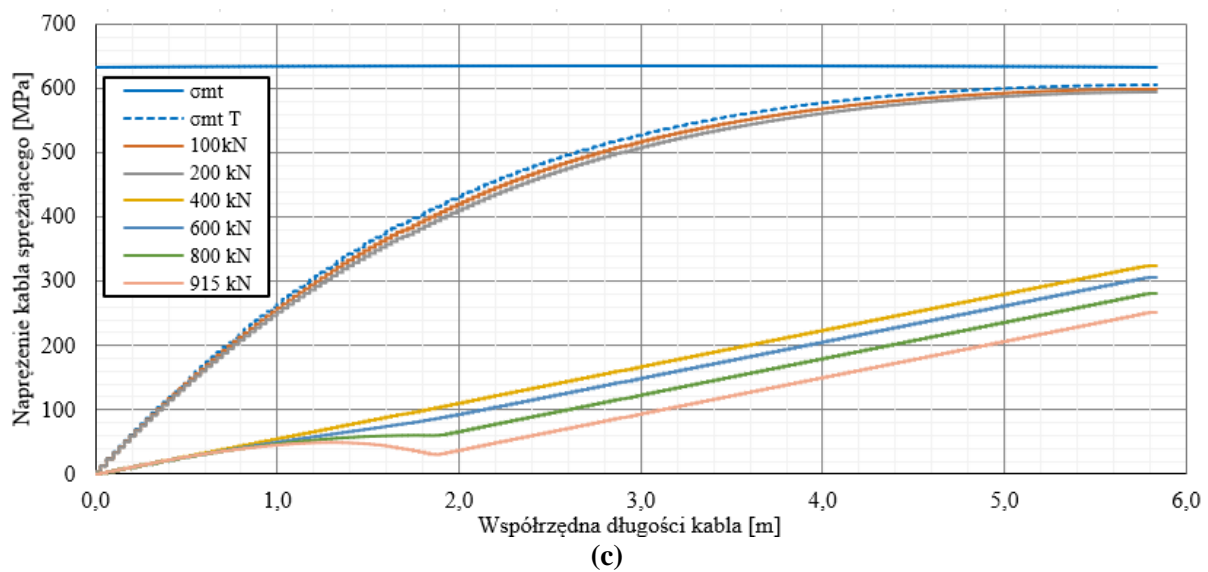
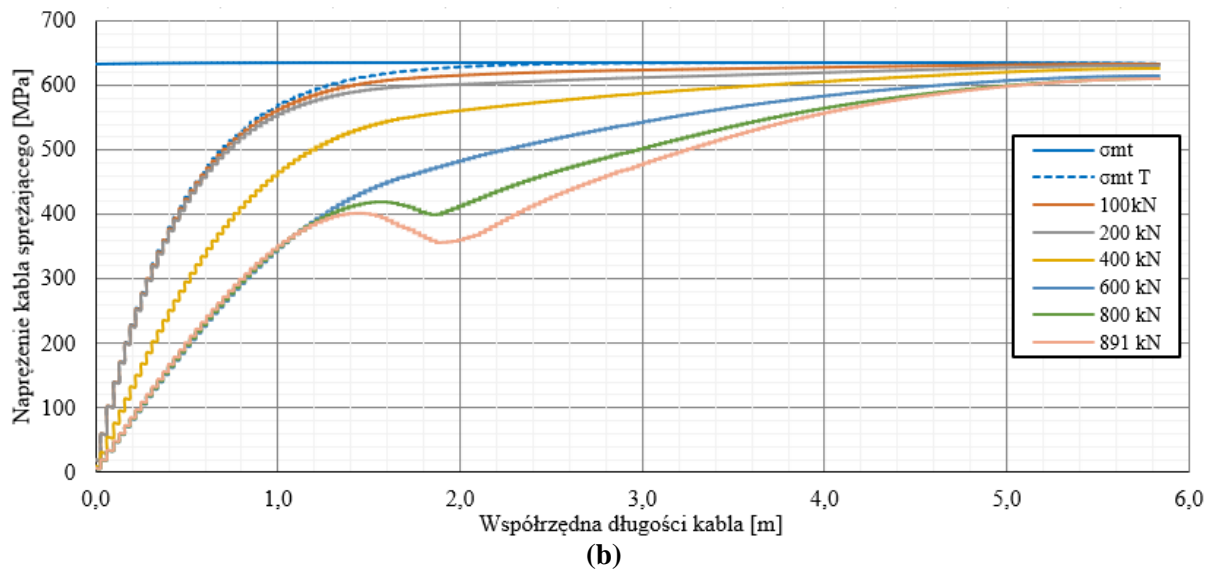
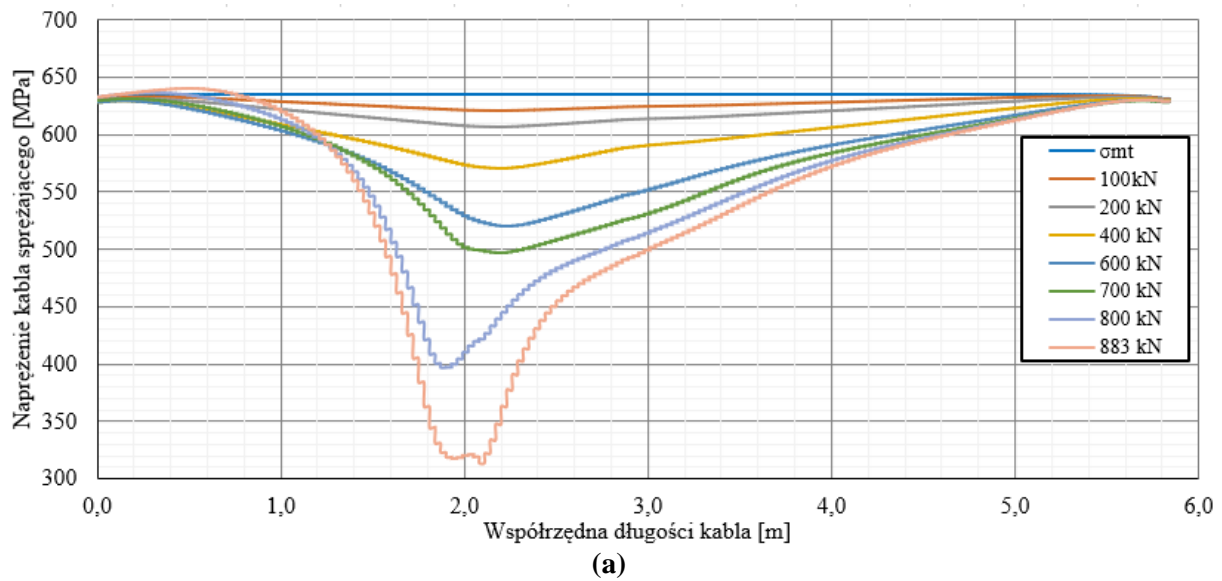


(b)



(c)

Rys. 104. Zestawienie naprężeń na długości górnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 1-0, **b)** N 1-1 G, **c)** N 1-1 B.



Rys. 105. Zestawienie naprężeń na długości górnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 2-0, **b)** N 2-1 G, **c)** N 2-1 B.

5.8. Wnioski z analiz numerycznych

Jak pokazały wyniki przeprowadzonych analiz dla belek referencyjnych, wykonane modele są w stanie odtworzyć badania eksperymentalne oraz określić nośność i zachowanie elementu z wystarczającą dokładnością. Uzyskane różnice nośności według przewidywań modelu numerycznego, a wartością otrzymaną z badań są w zakresie 0,3 – 4,1% (oraz 8,0% dla odwzorowania badania B 2-1b, gdzie mechanizm zniszczenia różnił się od przewidywań). Natomiast, różnice w przypadku ugięć dla obciążenia niszczącego są w zakresie 3,8 – 29,1% (oraz 44,2% w porównaniu do B 2-1b). Odchylenie odwzorowania ugięć elementów jest większe w porównaniu do odwzorowania obciążenia niszczącego, natomiast należy podkreślić, że różnice te wynoszą maksymalnie kilkanaście milimetrów (maksymalne różnice 14 mm, 16 mm odpowiednio dla symulacji B 1-2 oraz B 2-1b), co w globalnym ujęciu jest akceptowalnym błędem.

Otrzymane wyniki wskazują, że nieliniowe modelowanie numeryczne jest użytecznym narzędziem do zaawansowanego procesu oceny istniejących konstrukcji budowlanych, szczególnie w sytuacjach awaryjnych. Ponadto modelowanie jest niezbędne do oszczędnego i efektywnego decydowania o możliwościach dalszej eksploatacji konstrukcji.

Analizy parametryczne dotyczące wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego wskazują, że w przypadku analizowanych belek stopień zbrojenia strzemionami nie wpływa znacząco na nośność graniczną elementów. Nośność modelowanych elementów z referencyjnym zbrojeniem strzemionami w stosunku do elementów ze zredukowanym stopniem zbrojenia poprzecznego różni się nie więcej niż 2% (z wyłączeniem nośności modelu N 3-2 B' – różnica około 9%). W analizowanych przypadkach nie wystąpiło zniszczenie z uwagi na zerwanie strzemion, natomiast w każdym analizowanym modelu strzemiona ulegały uplastycznieniu (niezależnie od stopnia zbrojenia poprzecznego), czy nawet w niektórych przypadkach osiągały naprężenia ponad granicę plastyczności (N 1-0, N 1-0', N 1-1 G, N 1-1 B, N 1-2 G, N 1-2 G', N 1-4 G, N 1-4 B, N 2-1 B, N 2-2 B, N 2-2 B' oraz N 3-0'). Wartość naprężenia strzemion, przekraczająca granicę plastyczności, wystąpiła najczęściej wśród modelowanych elementów pracujących w schemacie statycznym o najmniejszej smukłości ścinania.

Stopień zbrojenia poprzecznego nie wykazuje znacznego wpływu na zwiększone przyrosty odkształceń czy ugięć. W przypadku modelowanych elementów ze zredukowanym stopniem zbrojenia poprzecznego obserwowano przyrost maksymalnych wartości ugięcia średnio o kilka milimetrów (16% dla N 1-2 B') w odniesieniu do elementów referencyjnych. Jedynie w modelu N 3-2 B' ugięcie maksymalne różniło się w odniesieniu do N 3-2 B o 34% tj. 19 mm w chwili utraty nośności.

Analizy parametryczne dotyczące wpływu stopnia efektywnego sprężenia wskazują, że nośność modelowanych elementów z uszkodzonym jednym zakotwieniem górnego kabła sprężającego nie ulega znacznej zmianie, niezależnie od analizowanego przypadku jakości iniekcji kanału kablowego czy też schematu statycznego. Maksymalne różnice nośności elementów z uszkodzonym górnym zakotwieniem w porównaniu do elementów referencyjnych wynoszą $\pm 3,6\%$.

Nośność modelowanych elementów z uszkodzonymi dwoma dolnymi zakotwieniami ulega obniżeniu w porównaniu do modeli referencyjnych. Ponadto przyrosty ugięć oraz zarysowania są zdecydowanie większe. Skala redukcji nośności jest determinowana jakością iniekcji kanałów kablowych. Elementy z dobrą jakością iniekcji w kanałach kablowych z uszkodzonymi zakotwieniami wykazują relatywnie niewielką utratę nośności w porównaniu do elementów referencyjnych wynoszącą 28% (dla N 1-2 G) oraz około 2% dla przypadków większych wartości smukłości ścinania (N 2-2 G oraz N 3-2 G). Z drugiej strony w przypadku

elementów ze złą jakością iniekcji kanałów kablowych, redukcja nośności w odniesieniu do modeli referencyjnych jest bardzo wyraźna (sięgająca blisko 49% dla wszystkich rozważanych smukłości ścinania).

Modele symulujące odcięcie czterech dolnych zakotwień kabli sprężających wskazują, że do momentu zarysowania, elementy są w stanie przetranszować obciążenia, natomiast dalsza możliwość przenoszenia obciążeń jest już znacznie ograniczona.

Należy pamiętać, że przypadek utraty czterech zakotwień dolnych kabli sprężających nie został przebadany eksperymentalnie, dlatego wyniki modelu numerycznego powinny być ostrożnie interpretowane, a taki stan elementu należy uznać za awaryjny. Analiza zachowania belki z odcięciami czterema dolnymi zakotwieniami wymaga zatem dalszych badań.

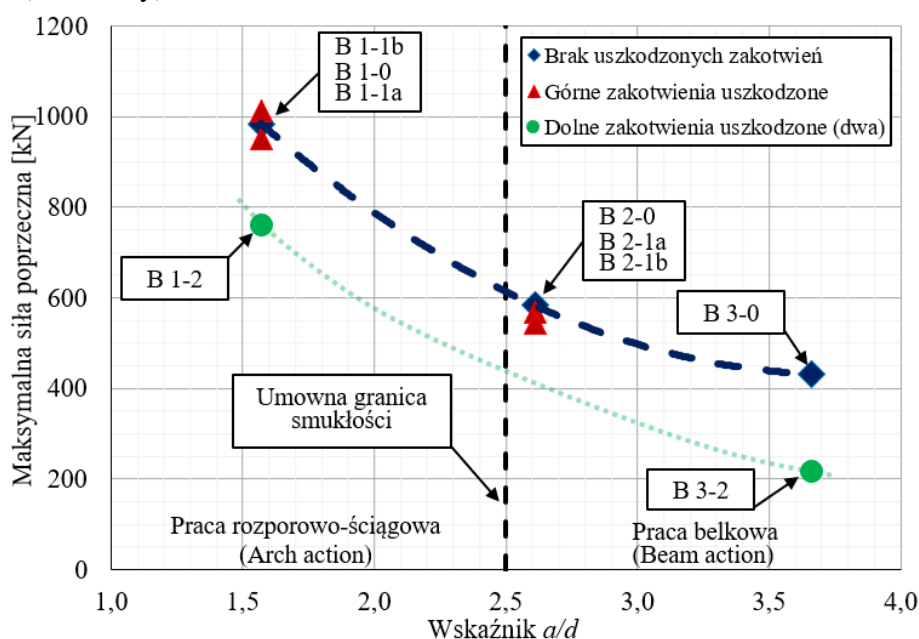
Ponadto dalszych prac wymaga analiza przypadków niesymetrycznej utraty zakotwień kabli sprężających np. gdy jeden z dwóch dolnych kabli traci zakotwienie. W opisanym powyżej płaskim modelu MES, efekt obciążeń zadanych w płaszczyźnie prostopadłej byłby odwzorowany jedynie w dużym uproszczeniu, bez uwzględnienia zjawisk lokalnych – jak na przykład koncentracja naprężeń w narożach. W celu rozszerzonej analizy przypadków niesymetrycznej utraty zakotwień kabli sprężających należałoby zbudować analogiczny model w wersji bryłowej.

6. Analiza otrzymanych wyników

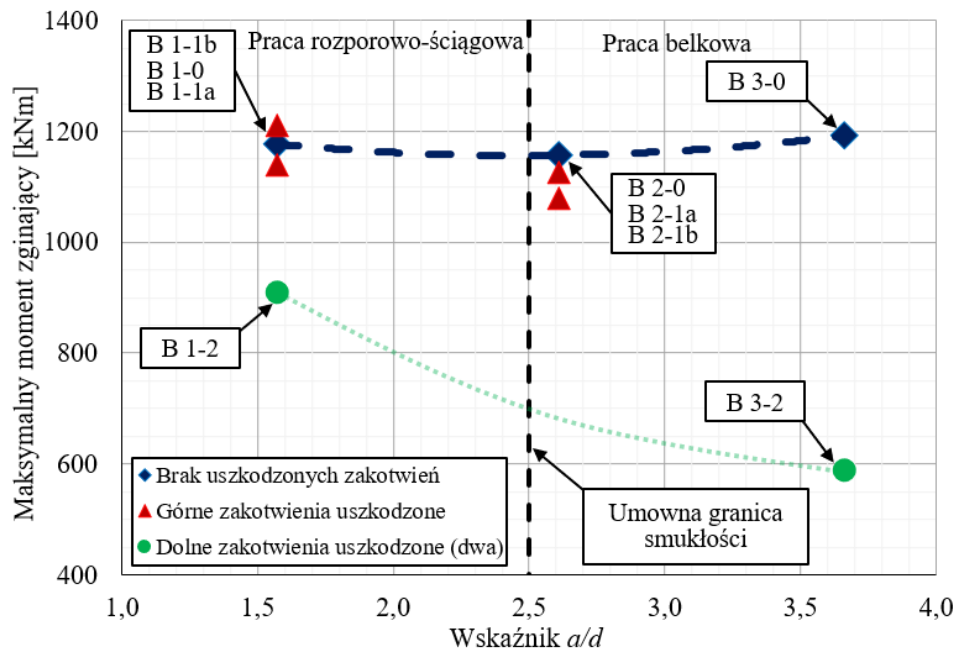
6.1. Główne badania eksperymentalne

6.1.1. Badania ścinania

W ramach pracy doktorskiej zbadano dziewięć belek podsuwnicowych obciążonych siłą skupioną, usytuowaną w różnych odległościach od podpory. Rysunek 106 przedstawia uzyskaną z badań zależność siły poprzecznej w chwili zniszczenia od smukłości ścinania a/d . Na wykresie rozgraniczono badania referencyjne (kolor niebieski) oraz badania elementów z uszkodzonymi zakotwieniami kabli – dwa dolne zakotwienia (zielony) oraz jedno górne zakotwienie (czerwony).



Rys. 106. Niszcząca siła poprzeczna odniesiona do wskaźnika a/d badanych elementów.



Rys. 107. Niszczący moment zginający odniesiony do wskaźnika a/d badanych elementów.

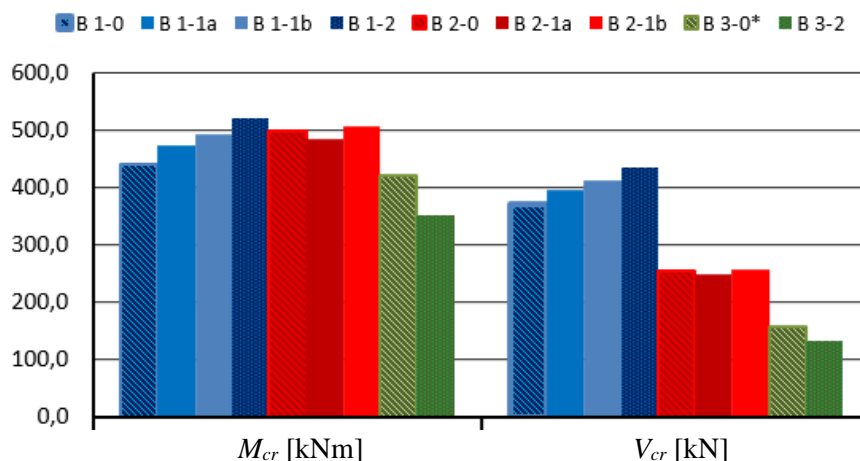
Analiza wyników badań ścinania wykazuje, że niszcząca siła ścinająca maleje wraz, ze wzrostem wskaźnika a/d . Ponadto smukłość ścinania a/d ma również znaczący wpływ na przebieg zarysowań oraz typ zniszczenia danego elementu.

Nie zaobserwowano znacznego wpływu uszkodzenia zakotwienia górnego kabla sprężającego na niszczącą siłę tnącą. Nośność elementów badanych z uszkodzonym zakotwieniem górnego kabla sprężającego zmieniła się jedynie w zakresie od -7% do $+3\%$ w odniesieniu do badań referencyjnych. Dodatkowo, badania wykazały, że wpływ jakości iniekcji górnego kabla, który utracił zakotwienie, na nośność elementu nie jest znaczący.

Na podstawie badań elementów z odciętymi zakotwieniami dwóch dolnych kabli sprężających widać wyraźny wpływ uszkodzeń zakotwień na nośność na ścinanie oraz na morfologię zarysowań i typ zniszczenia elementu. W przypadku badania B 1-2 niszcząca siła poprzeczna była niższa o 23% w stosunku do badania referencyjnego, natomiast dla badania B 3-2 redukcja nośności sięgała 50% . Ponadto analiza wskazuje na znaczący wpływ jakości iniekcji kanałów dolnych kabli sprężających z uszkodzonymi zakotwieniami na nośność elementu. W przypadku belki B 1-2 z dobrą jakością iniekcji, zmiana siły niszczącej w porównaniu do badania referencyjnego (23%) jest istotnie niższa niż dla elementu B 3-2 ze złą jakością iniekcji kanałów kablowych (50%).

Analogiczne zależności można zaobserwować na wykresie maksymalnego momentu zginającego w chwili zniszczenia w zależności od wskaźnika ścinania a/d – patrz rys. 107. W przypadku elementów referencyjnych oraz elementów z odciętym zakotwieniem górnego kabla obserwuje się stabilny trend wykresu oraz zbliżone wartości maksymalnego momentu zginającego. Jednakże dla elementów z odciętymi zakotwieniami dwóch dolnych kabli sprężających moment zginający w chwili zniszczenia ulega wyraźnemu obniżeniu w stosunku do badań referencyjnych – redukcja o 23% oraz 50% .

Na rys. 108 zestawiono moment zginający oraz siłę tnącą w chwili powstania pierwszego zarysowania elementu podczas badania niszczącego. Poszczególne kolory reprezentują schemat statyczny badanej belki zgodnie z legendą.



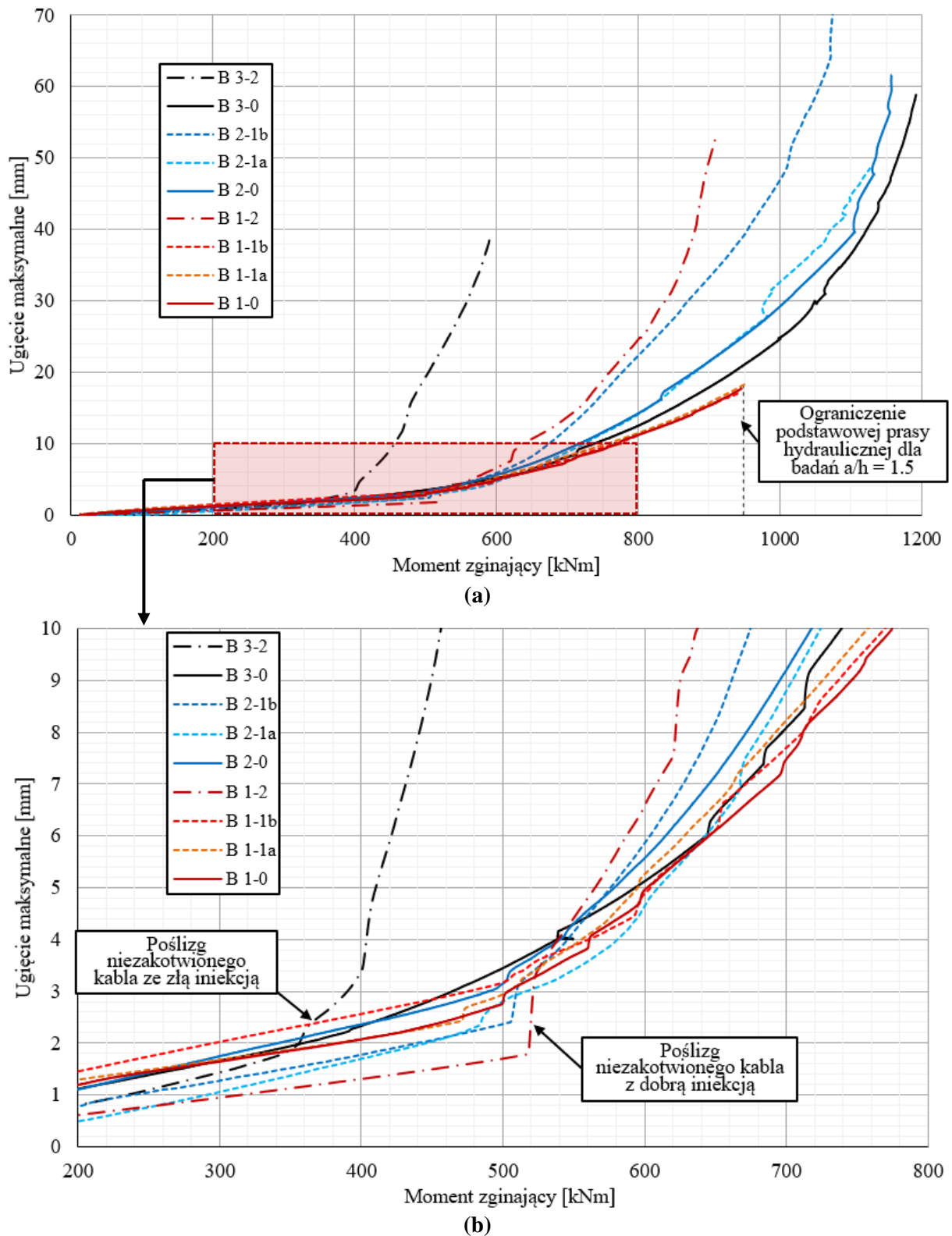
Rys. 108. Moment zginający oraz siła tnąca w chwili pierwszego zarysowania przekroju.

Analizując wielkość obciążenia wywołującego pierwsze zarysowanie dla poszczególnych elementów można wnioskować, że utrata zakotwienia górnego kabla sprężającego ma znikomy wpływ na chwilę zarysowania. Sprężenie w górnej półce, poza rdzeniem przekroju wywołuje naprężenia rozciągające rzędu 0,7 MPa na dolnej krawędzi, zatem utrata nawet części siły sprężającej w górnym kablu powoduje nieznaczny wzrost wartości momentu rysującego.

W przypadku badań elementów z odciętymi zakotwieniami dolnych kabli sprężających, zaobserwowano wyraźny wpływ jakości iniekcji kanałów kablowych na długość transmisji siły sprężającej oraz na wielkość siły utraconej, a w konsekwencji różnice w momencie rysującym wynikające ze zmiany efektywnej siły sprężającej. W przypadku elementu B 1-2 z dobrą jakością iniekcji wartość momentu i siły rysującej jest wyższa niż dla pozostałych elementów badanych w odpowiadającym schemacie statycznym. Z kolei moment rysujący dla belki B 3-2 jest niższy o 16% w stosunku do belki składanej B 3-0 (dla elementu składanego można spodziewać się niższej wartości momentu rysującego, która wynika z wartości przyczepności betonu styku do betonu prefabrykatu, a nie z wytrzymałości betonu na rozciąganie jak w belkach prefabrykowanych w całości).

Na rysunku 109 przedstawiono maksymalne ugięcie badanego elementu w zależności od maksymalnego momentu zginającego. Prezentowane ugięcia maksymalne były rejestrowane w przekroju przyłożenia siłownika. Ugięcia mierzone w środku rozpiętości belek osiągają mniejsze wartości, ale wykazują analogiczną korelację.

Do badań referencyjnych odnosi się linia ciągła, linia przerywana do badań elementów z jednym odciętym zakotwieniem, natomiast linia punktowa dla elementów badanych z dwoma odciętymi zakotwieniami. Kolor czerwony oznacza schemat statyczny B 1, niebieski – B 2, natomiast kolor czarny – schemat B 3.



Rys. 109. a) Ugięcie belki w funkcji maksymalnego momentu zginającego; b) powiększenie etapu przejścia w fazę pracy elementu zarysowanego.

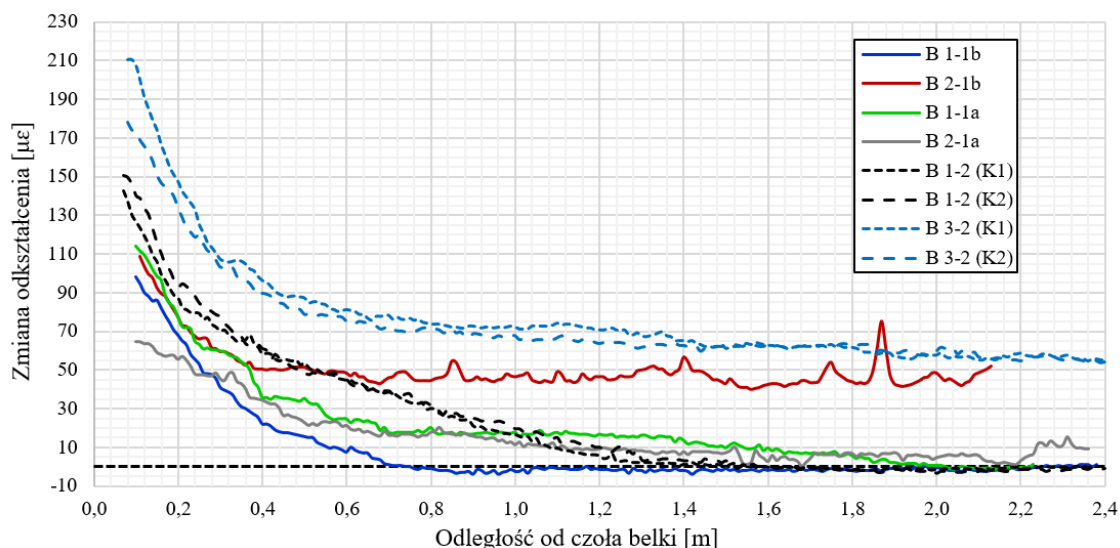
Analizując wykresy ugięcia poszczególnych belek widać, że przy oddziaływaniu niewielkich obciążeń wszystkie badane elementy w stanie niezarysowanym wykazywały zbieżną pracę. Jednakże wraz z pojawieniem się pierwszych zarysowań, obserwowano zmienne zachowanie elementów badanych w różnych schematach statycznych. Ponadto trzy badane elementy: B 2-1b, B 1-2 oraz B 3-2, wykazały osobliwe odpowiedzi konstrukcji.

Typ zniszczenia belki B 2-1b był charakterystyczny dla zginania. Przez większość czasu badania pojawiła się jedna prostopadła rysa krytyczna, której rozwarcie znacząco przyrastało, prowadząc do dynamicznego przyrostu ugięć (znacznie większego niż w przypadku pozostałych elementów badanych w schemacie B 2). Pomimo znacznego narastania ugięcia, obserwowano ciągliwe zniszczenie w wyniku zginania, a nośność elementu B 2-1b nie różniła się znacząco od pozostałych belek, badanych w schemacie B 2.

Elementy B 1-2 i B 3-2 jako jedyne miały odcięte dwa zakotwienia dolnych kabli sprężających. W rezultacie belki wykazały odmienny charakter zniszczenia, powiązany z poślizgiem niezakotwionych dolnych kabli sprężających. Znaczące przyrosty ugięć zaobserwowano bezpośrednio po powstaniu zarysowań – na rys. 109b, przedstawiającym w powiększeniu koniec pierwszej fazy pracy badanych elementów, widać jak gwałtowny przebieg ma przyrost ugięcia belek, któremu towarzyszy poślizg niezakotwionych kabli sprężających. Uwidacznia się również różnica pomiędzy iniekcją różnej jakości – w przypadku dobrej jakości iniekcji (B 1-2) poślizg ma łagodniejszy przebieg w porównaniu do złej jakości iniekcji (B 3-2). Różnica jest dostrzegalna zarówno w początkowym etapie rozwoju poślizgu (bezpośrednio po zarysowaniu), jak i w dalszej fazie pracy elementu (patrz – rys. 109b).

6.1.2. Badania długości transmisji siły sprężającej

Na rysunku 110 zestawiono wykresy pomiaru zmian odkształceń podłużnych elementu, wynikających z odcięcia zakotwienia kabla sprężającego. Z uwagi na zbieżne wyniki uzyskane różnymi zastosowanymi metodami pomiarowymi, jako miarodajne przedstawiono wyniki zmian odkształceń statycznego pomiaru DOFS. Linia ciągła oznacza badanie górnego kabla sprężającego (typ 1), natomiast linie przerywane oznaczają badanie dolnych kabli (typ 2).



Rys. 110. Zmiana odkształceń podłużnych betonu na długości badanych elementów, wywołana odcięciem zakotwienia kabla sprężającego.

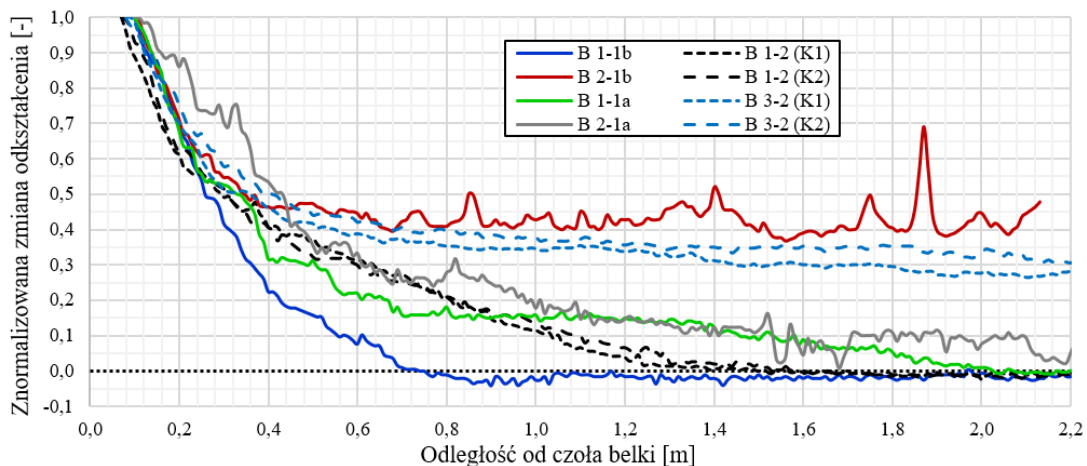
Na podstawie analizy wyników badań określono długość transmisji siły sprężającej w sytuacji utraty zakotwienia kabla oraz jakość iniekcji kanałów kablowych dla badanych elementów – patrz tabela 46. Przybliżoną długość transmisji siły sprężającej określono według analogicznego kryterium jak dla badania wprowadzeniowego, tj. zmiana odkształceń na długości kolejnych 10 mm wzdłuż aproksymacji pomiaru nie przekraczająca 0,5% określa długość transmisji siły sprężającej.

Tabela 46. Określenie długości transmisji siły sprężającej oraz jakości iniekcji kanałów.

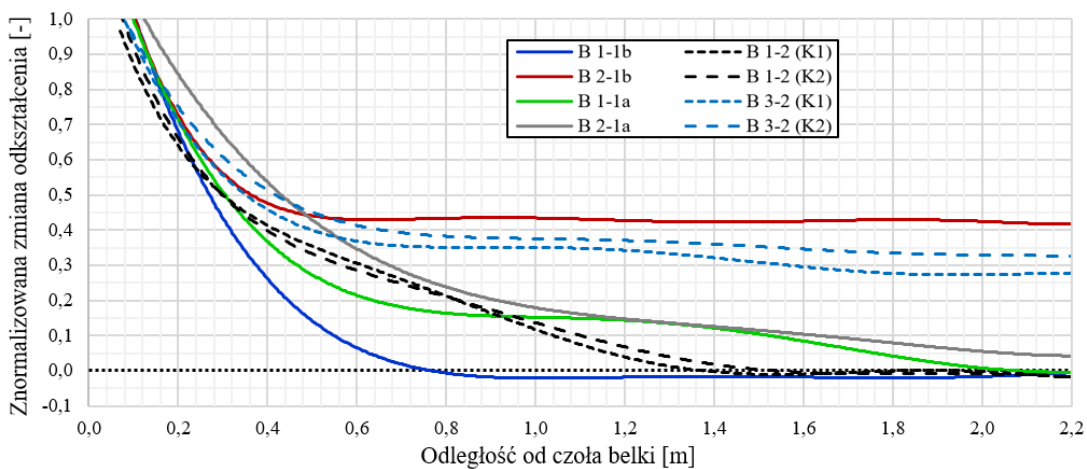
Typ badania	Oznaczenie elementu badawczego	Sumaryczna wartość wślizgu kabla	Długość transmisji siły sprężającej	Jakość iniekcji kanałów kablowych
1 – odcięcie zakotwienia górnego kabla sprężającego	B 1-1a	24,7 mm	0,9 m *	akceptowalna
	B 1-1b	6,8 mm	0,8 m	dobra
	B 2-1a	19,0 mm	1,3 m *	akceptowalna
	B 2-1b	207,8 mm	0,5 m	zła
2 – odcięcie zakotwień dolnych kabli sprężających	B 1-2 (K1)	16,7 mm	1,4 m	dobra
	B 1-2 (K2)	14,4 mm	1,4 m	dobra
	B 3-2 (K1)	204,5 mm	0,7 m	zła
	B 3-2 (K2)	142,0 mm	0,8 m	zła

* Dla kabli z akceptowalną jakością iniekcji kanałów kablowych oznaczono początkową długość transmisji, dalej odkształcenia stabilizują się w odległości około 2,0 m od podpory dla B 1-1a oraz B 1-1b.

Na rysunku 111 przedstawiono wykresy pomiaru zmian odkształceń podłużnych na powierzchni elementu, znormalizowane do maksymalnej wartości zarejestrowanego odkształcenia. Rys. 111b przedstawia wielomianową interpolację wykresów znormalizowanych zmian odkształceń przedstawionych na rys. 111a. Znormalizowana zmiana odkształcenia równa 1,0 oznacza maksymalną wartość odkształcenia zarejestrowaną w danym badaniu, natomiast wartości zbiegające do zera oznaczają przekazanie siły sprężającej w całości – zerowe zmiany odkształceń, rejestrowane na powierzchni.



(a)



(b)

Rys. 111. Znormalizowana zmiana odkształceń podłużnych betonu na długości badanych elementów: **a)** wykresy uzyskane z pomiarów, **b)** wykresy interpolacji wielomianowej.

Na podstawie zmian odkształceń rejestrowanych po odcięciu zakotwień kabli sprężających, wartości wślizgu poszczególnych drutów tworzących kabel oraz wizualnych inspekcji kanałów kablowych, badane elementy podzielono na trzy grupy o zróżnicowanej jakości iniekcji kanałów kablowych, która ma zasadniczy wpływ na długość transmisji siły sprężającej:

- dobra jakość iniekcji kanałów kablowych, stwierdzona dla elementów B 1-2, B 1-1b;
- akceptowalna jakość iniekcji kanałów kablowych – elementy B 1-1a, B 2-1a;
- zła jakość iniekcji kanałów kablowych – w przypadku elementów B 3-2, B 2-1b.

Elementy z dobrą jakością iniekcji kanałów kablowych (G) charakteryzuje możliwość pełnego przekazania siły sprężającej z niezakotwionego mechanicznie kabla sprężającego przez więzy przyczepności iniekcji cementowej, zachowując efektywne sprężenie elementu poza długością transmisji. Ponadto dla kabli z dobrą jakością iniekcji kanałów kablowych możliwe jest wtórne zakotwienie kabla przy dalszym obciążeniu elementu.

Dobra jakość iniekcji występuje dla kanałów kablowych z pełnym wypełnieniem zaczynem cementowym. Dopuszczalna jest niewielka sedimentacja zaczynu, która lokalnie wpływa na wartość wślizgu górnych drutów tworzących kabel sprężający oraz zwiększa długość transmisji siły sprężającej.

Akceptowalna jakość iniekcji (A) określa kanały kablowe, które na skończonej długości nie są w pełni wypełnione zaczynem cementowym, zatem kilka górnych drutów kabla lokalnie nie jest otulone zaczynem iniekcyjnym. To wpływa na mniejszy stopień efektywnego sprężenia w rejonie czoła elementu z uszkodzonym zakotwieniem kabla. W dalszej części kabla, występuje przypadek pełnej iniekcji kanału kablowego, co umożliwia przekazanie siły z drutów nieotulonych zaczynem w rejonie zakotwienia (na początku kabla). Możliwy jest również przypadek iniekcji wykonanej z materiału gorszej jakości (zaczyn iniekcyjny o niskiej wartości wytrzymałości).

Przypadek akceptowalnej jakości iniekcji kanałów kablowych, w stosunku do kabli z dobrą jakością iniekcji, charakteryzuje się większą wartością sumarycznego wślizgu dla wszystkich drutów kabla (patrz – tabela 46), spowodowaną nie pełnym otuleniem kabla zaczynem iniekcyjnym w rejonie uszkodzonego zakotwienia.

Elementy z akceptowalną jakością iniekcji kanałów kablowych, wykazują transmisję siły sprężającej na dłuższym odcinku (w porównaniu do dobrej jakości iniekcji). Możliwa jest również częściowa utrata siły naciągowej górnych drutów sprężających na całej długości kabla sprężającego, zmniejszając tym samym efektywność sprężenia elementu również poza długością transmisji. Wtórne zakotwienie kabli sprężających z akceptowalną jakością iniekcji może być ograniczone.

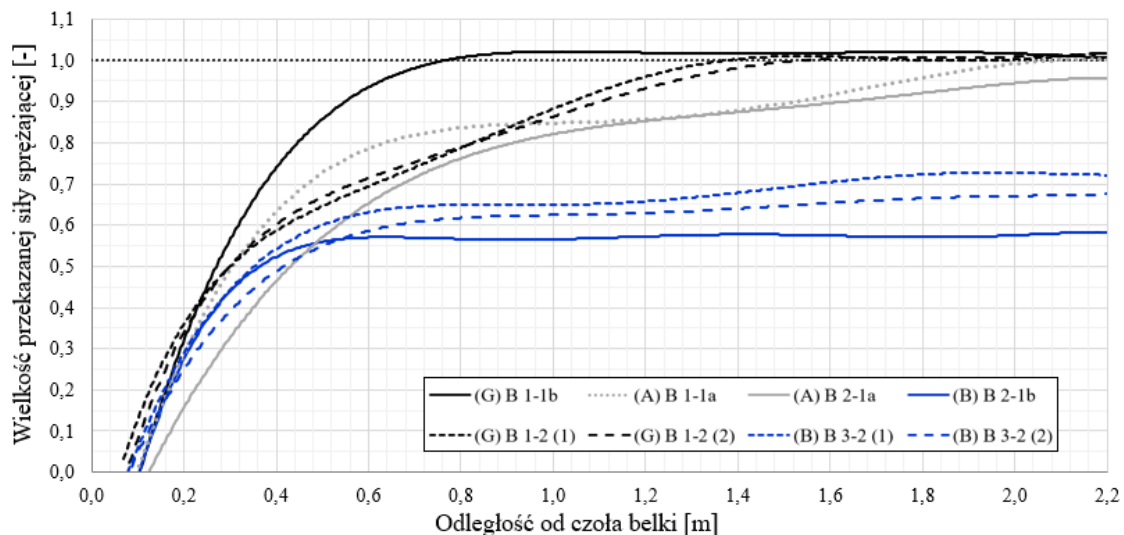
Elementy ze złą jakością iniekcji kanałów kablowych (B) w przypadku uszkodzenia zakotwienia kabla wykazują częściową utratę siły sprężającej na całej długości elementu. Siła naciągowa drutów nie otulonych zaczynem iniekcyjnym jest nieodwracalnie utracona. Częściowa transmisja siły sprężającej jest możliwa w przypadku otulenia dolnych drutów tworzących kabel. Wtórne zakotwienie kabla sprężającego przy dalszym obciążeniu elementu, możliwe jest jedynie w szcążkowym zakresie.

Zła jakość iniekcji kanałów kablowych określa przypadek, w którym uszkodzeniu zakotwienia kabla sprężającego towarzyszy trwała utrata siły sprężającej na całej długości elementu.

W celu wyraźnego rozgraniczenia poszczególnych przypadków jakości iniekcji, proponuje się następujący podział:

- dobra jakość iniekcji kanałów kablowych (G) – całość siły sprężającej jest w płynny sposób przekazywana od czoła belki, na skończonej długości;
- zła jakość iniekcji kanałów kablowych (B) – przynajmniej 30% siły sprężającej jest bezpowrotnie utracone w wyniku braku przyczepności wybranych drutów tworzących kabel (min. 4 druty sprężające);
- akceptowalna jakość iniekcji kanałów kablowych (A) – gdy bezpowrotna utrata siły sprężającej wynosi poniżej 30% oraz przekazanie pozostałej siły zachodzi w sposób stopniowy (w przeciwieństwie do przypadku dobrej jakości).

Na rys. 112 przedstawiono wykresy znormalizowanej wielkości przekazanej siły sprężającej, sporządzone na podstawie pomiarów zmian odkształceń podłużnych badanych elementów. Stopień transmisji siły sprężającej równy 1,0 oznacza pełne przekazanie siły. Badane elementy pogrupowano na podstawie jakości iniekcji kanałów kablowych, gdzie: kolor czarny oznacza elementy z dobrą jakością iniekcji (G), kolor szary – akceptowalna jakość iniekcji (A) oraz kolor niebieski – zła jakość iniekcji kanałów kablowych (B).



Rys. 112. Znormalizowana wielkość przekazanej siły sprężającej na długości badanych elementów.

Z powyższego wykresu wynika, że dla elementów ze złą jakością iniekcji (B), stopień przekazania siły sprężającej wynosi 0,60 – 0,70 (utrata siły sprężającej rzędu 40% dla B 2-1b, oraz 30-35% dla elementu B 3-2).

W przypadku przekazania siły sprężającej dwóch kabli belki B 3-2, na długości 1,8 m od czoła belki można zaobserwować bardzo nieznaczny przyrost przekazanej siły – wynikający prawdopodobnie ze szczątkowej przyczepności iniekcji cementowej do wybranych drutów.

W przypadku akceptowalnej jakości iniekcji (A) stopień przekazania siły sprężającej na początkowej długości transmisji wynosi około 0,85, natomiast w odległości około 2,0 m od czoła belki B 1-1a obserwujemy pełne przekazanie siły sprężającej na element, a dla belki B 2-1a przekazanie w stopniu 0,95 (5% utraconej siły sprężającej).

Kable z dobrą jakością iniekcji (G) wykazały pełne przekazanie siły na długości transmisji. Jednakże w przypadku kabli w belce B 1-2, przekazanie zachodziło na dłuższym odcinku niż w przypadku elementu B 1-1b. Transmisja siły sprężającej na dłuższym odcinku w przypadku B 1-2 może wynikać z większej wartości siły w kablach sprężających przed utratą zakotwienia (porównaj maksymalne wartości odkształceń – rys. 110) oraz z większego stopnia sedymentacji zaczynu cementowego w kanałach kablowych B 1-2 (patrz – fot. 50).

6.2. Obliczenia nośności na ścinanie

W niniejszym rozdziale prezentowane są wyniki analiz obliczeniowych nośności na ścinanie belek odpowiadających elementom zbadanym eksperymentalnie. Wszystkie obliczenia, niezależnie od modelu obliczeniowego, przeprowadzono zakładając średnie wartości parametrów materiałowych, otrzymane z badań próbek pobranych z belek (p. 4.5.1). Zbiorcze założenia do obliczeń podano w tabeli 47, natomiast tok postępowania dla poszczególnych metod opisano poniżej. Wyznaczone nośności na ścinanie belek kablobetonowych zestawiono w tabeli 48.

Tabela 47. Założenia do obliczeń nośności na ścinanie.

Parametry materiałowe						Geometria przekroju			
f_{cm}	f_{ctm}	f_{yw}	E_s	E_p	E_{cm}	d_{mean}	z		
52,5 MPa	4,00 MPa	270 MPa	200 GPa	194 GPa	34,9 GPa	702 mm	652 mm		
Geometria przekroju c. d.						Siła sprężająca			
b_w	v_{cs}	A_{cs}	S_{cs}	I_{cs}		P_{mi}^1	P_{mi}^2		
170 mm	422 mm	207102 mm ²	25383290 mm ³	15171842737 mm ⁴		659,7 kN	187,3 kN		
Mimośrodek sprężenia		Pole powierzchni zbrojenia			Zbrojenie poprzeczne		Kąt θ		
z_{cp}^1	z_{cp}^2	A_{sI}	A_{pI}	A_{sw}	\emptyset_w	s_w	α	θ_{B1}	θ_{B2}
317 mm	328 mm	101 mm ²	942 mm ²	101 mm ²	2x 8 mm	300 mm	90°	30°	40°

Tabela 48. Zestawienie obliczeniowych nośności elementu na ścinanie.

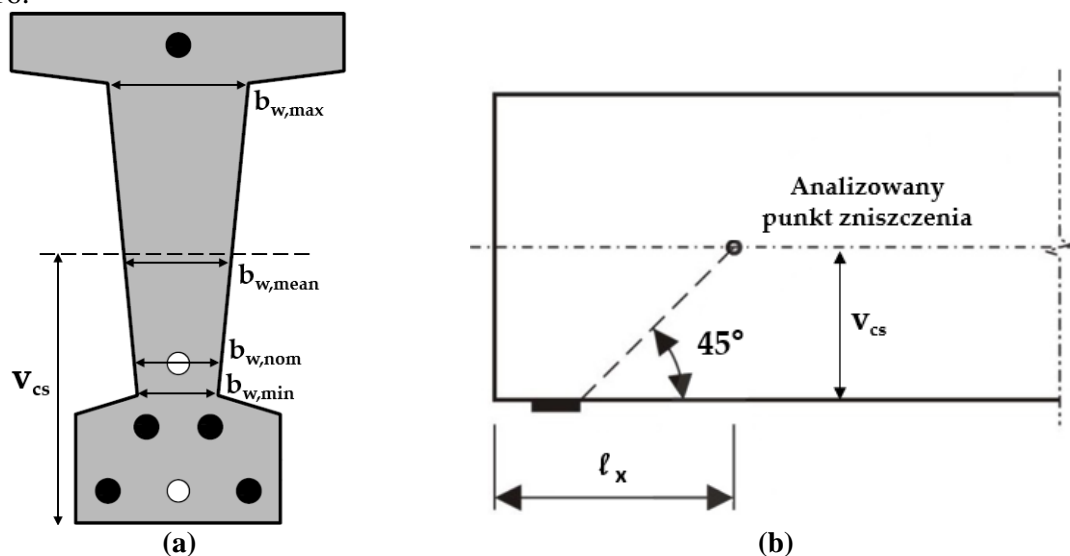
Metoda obliczeń	Oznaczenie	Nośność obliczeniowa	Dodatkowe założenia i uwagi	
<i>Eurokod 2</i> [N1]	$V_{Rd,c}$ (28)(29)	92,7 kN	$b_{w,nom} = 100$ mm	Założona szerokość średnika
		111,2 kN	$b_{w,min} = 120$ mm	
		157,5 kN	$b_w = 170$ mm	
<i>Eurokod 2</i> [N1]	$V_{Rd,ct}$ (30)	578,0 kN	Wzór 6.4 [N1] dla jednoprzęsłowych elementów sprężonych	
<i>Model Code</i> [N2]	$V_{Rd,ct}$ (31)	462,4 kN	I poziom dokładności	
<i>Model Code</i> [N2] II p. dokładności	$V_{Rd,ct}$ (32)	517,0 kN	Wartość minimalna wynikająca z geometrii przekroju	
		382,3 kN	$b_{w,nom}$	Założona szerokość średnika
<i>Model Code</i> [N2]	$V_{Rd,c}$ (34)	252,9 kN	II poziom dokładności	
<i>Model Code</i> [N2]	V_{Rd} (35)	276,8 kN	III poziom dokładności	
<i>ACI 318</i> [N3]	V_c (38)(39)	282,0 kN	Wysokość użyteczna do środka ciężkości zbrojenia sprężającego $d_p^1 = 695$ mm	
Critical Shear Crack Theory CSCT [117]	V_R (40)	261,4 kN	Maksymalna średnica kruszywa $d_g = 32$ mm	
<i>Eurokod 2</i> [N1]	$V_{Rd,max}$ (42)	1034,0 kN (909,3 kN)	$\theta = 40^\circ$ (30°)	Schemat statyczny B 1 Obciążenie przenoszone bezpośrednio na podporę – $\theta = 30^\circ$
<i>Model Code</i> [N2]	$V_{Rd,max}$ (43)	1091,6 kN (960,0 kN)	$\theta = 40^\circ$ (30°)	
<i>prEN 1992 1-1</i> [N11]	V_R (45)	370,0 kN	$\cot \beta = 1,69$ $\cot \theta = 2,5$	

Do obliczenia nośności przekroju bez zbrojenia na ścinanie $V_{Rd,c}$ (28)(29) według EC2, stopień rozciąganego zbrojenia podłużnego określono, zakładając sumę pola zbrojenia pasywnego i sprężającego w półce dolnej. Dodatkowo, przy wyznaczaniu wartości nośności

$V_{Rd,c}$, przyjęto trzy wartości szerokości środnika (rys. 113a), odpowiednio wartość średnią na wysokości środnika, minimalną oraz nominalną (w poziomie pustego kanału kablowego). Nośność $V_{Rd,c}$ w zależności od założonej szerokości środnika przedstawiono na rys. 115.

Nośność $V_{Rd,ct}$ (30) (EC2) oraz (31) (MC) obliczono zakładając w pełni zakotwione ciągną sprężające $\alpha_l = 1,0$ oraz charakterystyki geometryczne dla przekroju sprowadzonego. W celu odniesienia do pozostałych wyznaczonych nośności, na wysokości środka ciężkości przekroju założono średnią szerokość środnika b_w – w rzeczywistości $b_w(v_{cs}) \approx 167$ mm.

Zmienną szerokość środnika uwzględniono analizując $V_{Rd,ct}$ (32) (MC) w II poziomie przybliżenia. Analizowano przekroje w linii przebiegającej od krawędzi podpory pod kątem 45° zgodnie z metodologią [N2] – rys. 113b. Przy wyznaczeniu naprężeń normalnych $\sigma_{cp}(y)$, oprócz efektu sprężenia wzięto pod uwagę również moment zginający od obciążenia zewnętrznego. Z uwagi na pełne przekazanie sprężenia poprzez docisk zakotwień założono naprężenia styczne $\tau_{cp}(y) = 0$. Analizę głównych naprężeń rozciągających, dopuszczalnych z uwagi na nośność $V_{Rd,ct}$ w funkcji współrzędnej (y) analizowanego przekroju przedstawiono na rys. 116.

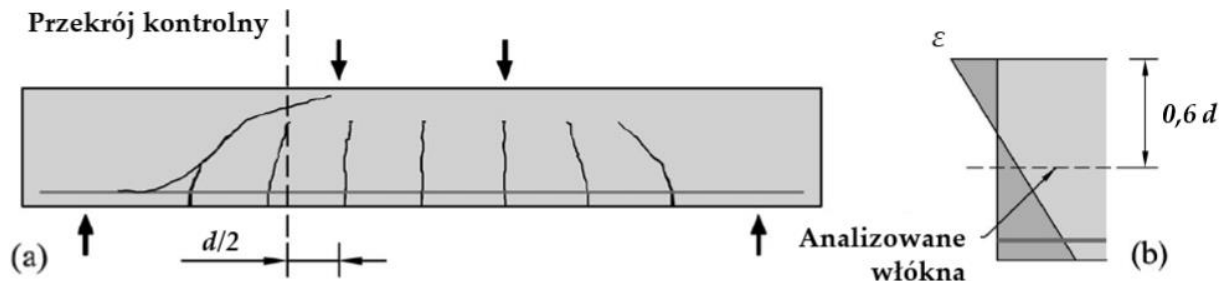


Rys. 113. Analizowane przekroje: a) wzdłuż wysokości elementu $b_w(y)$; b) wzdłuż długości l_x .

Do wyznaczenia nośności na ścinanie według Model Code [N2] przy II poziomie $V_{Rd,c}$ (34) oraz III poziomie dokładności V_{Rd} (35) obliczono odkształcenia w środku efektywnej wysokości ścinania (z uwzględnieniem efektu sprężenia). Zgodnie z założeniami normy analizowano przekrój oddalony o wysokość efektywną d od podpory belki. Nośność obliczeniową (35) według III poziomu aproksymacji, pomimo niskiego stopnia zbrojenia poprzecznego analizowanych belek, również zawarto w tabeli 48. Na całkowitą nośność V_{Rd} (35) składa się nośność przypisana do betonu oraz nośność strzemion. Do obliczeń założono zbrojenie strzemionami $\varnothing 8$ co 300 mm (stopień zbrojenia $\rho_w = 0,21\%$), zbliżone zbrojenie minimalnego (0,20%). Nośność obliczeniową (34) według II p. aproksymacji należy interpretować jako nośność przekroju betonowego, zbrojonego podłużnie (udział nośności strzemion $V_{Rd,s}$ jest pomijany). Rysunek 117 przedstawia dodatkową analizę nośności obliczeniowej $V_{Rd,s}$ (36) wynikającej z mocy zbrojenia strzemionami oraz nośność obliczeniową V_{Rd} (35) według III p. dokładności (MC) (nośność betonu + strzemion), w zależności od stopnia zbrojenia poprzecznego oraz rodzaju stali zastosowanej na strzemiona ($f_y = 270$ MPa lub 350 MPa).

Nośność na ścinanie strefy przypodporowej według ACI [N3] obliczono zakładając wysokość użyteczną d_p do środka ciężkości zbrojenia sprężającego w półce dolnej. Analizowano przekrój oddalony o połowę wysokości użytecznej od punktu przyłożenia obciążenia skupionego.

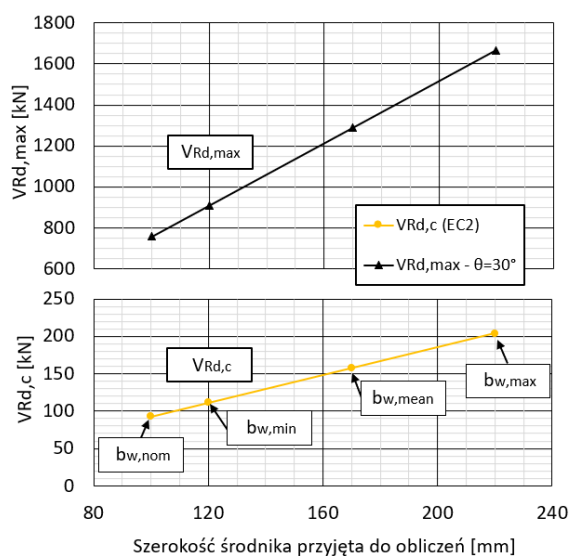
Obliczenia nośności na ścinanie według teorii rysy krytycznej [117] CSCT V_{Rd} (40) wykonuje się dla przekroju oddalonego o $d/2$ od obciążenia skupionego – rys. 114a. Dla przekrojów współpracujących z półką ściskaną, przekrój kontrolny należy przesunąć w zależności od smukłości półki o odległość c_f (26) – dla geometrii belki $c_f = 162$ mm. W analizowanym przekroju należy obliczyć odkształcenia podłużne we włóknach oddalonych o $0,6d$ od włókien najbardziej ściskanych (rys. 114b).



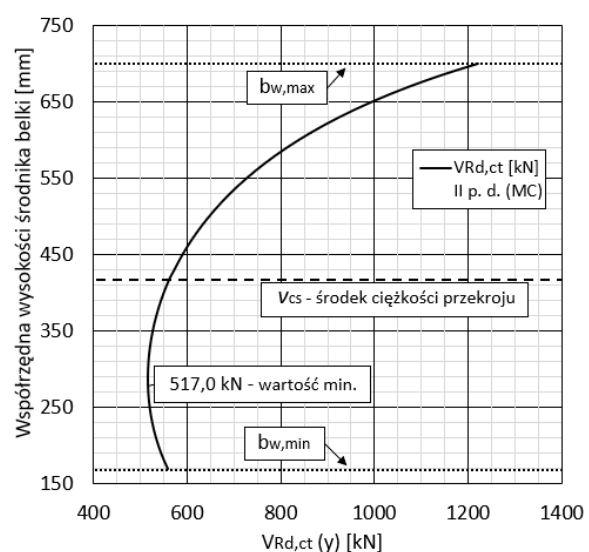
Rys. 114. Analiza przekrojowa według CSCT: (a) przekrój kontrolny, (b) analizowane włókna [26].

Nośność na ścinanie z uwagi na nośność graniczną krzyżulca betonowego $V_{Rd,max}$ obliczono według Eurokodu 2 [N1] oraz Model Code [N2] odpowiednio według wzorów (42) i (43). Kąt nachylenia krzyżulców betonowych θ został założony w obliczeniach zgodnie z rzeczywistym kątem θ obserwowanym w badaniach B 1 (30°) oraz B 2 (40°). Obliczoną nośność na ścinanie $V_{Rd,max}$, można miarodajnie odnieść do badań belek w schemacie statycznym B 1, dla których podstawowym typem zniszczenia było zmiżdżenie krzyżulca ściskanego. W tabeli 48 przedstawiono wyniki dla kąta θ równego 30 oraz 40° i minimalnej szerokości środnika równej 120 mm (w miejscu połączenia z półką dolną – rys. 113a). Analizę zmienności nośności $V_{Rd,max}$ (42), w zależności od założonej szerokości środnika przedstawiono na rys. 115, natomiast na rys. 118 przedstawiono wpływ kąta nachylenia krzyżulców betonowych θ na zmianę nośności $V_{Rd,s}$ (36) w zależności od przyjętej wartości kąta θ .

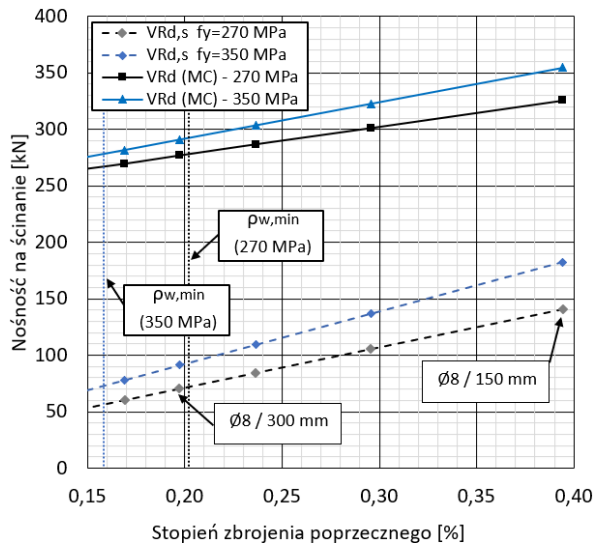
Obliczenia uzupełniono o nośność strefy przypodporowej V_R (45) według *prEN 1992-1-1* [N11]. Wartość funkcji $\cot \theta$ założono według wzoru (46) w celu otrzymania optymalnego wyniku nośności [123]. Kąt β określono dla obciążenia skupionego w odległości $a = 1,2$ m od podpory tj. schematu statycznego B 1.



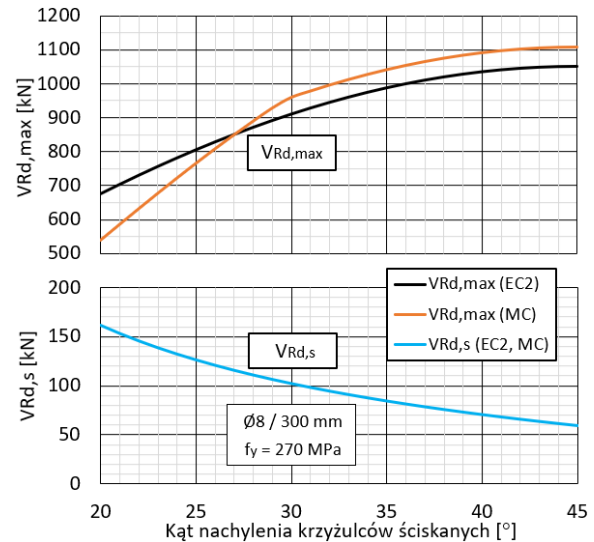
Rys. 115. Analiza $V_{Rd,max}$ oraz $V_{Rd,c}$ w zależności od szerokości środnika b_w .



Rys. 116. Analiza $V_{Rd,ct}(y)$ według II poziomu dokładności Model Code.



Rys. 117. Analiza $V_{Rd,s}$ oraz V_{Rd} w zależności od stopnia zbrojenia poprzecznego.



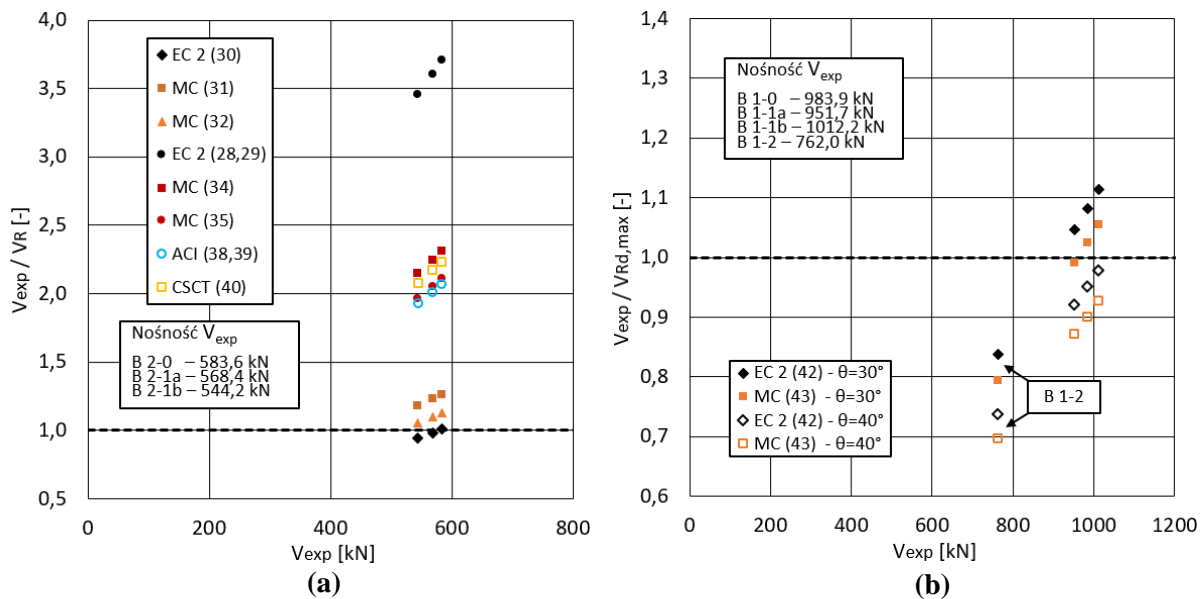
Rys. 118. Analiza $V_{Rd,max}$ oraz $V_{Rd,s}$ w zależności od kąta nachylenia krzyżulców ściskanych θ .

Analiza głównych naprężeń rozciągających, dopuszczalnych z uwagi na nośność strefy przypodporowej $V_{Rd,ct}$ w funkcji współrzędnej (y) (rys. 116) wskazuje, że przekrojem krytycznym nie jest środek ciężkości, gdzie naprężenia styczne osiągają maksimum. Dla analizowanego przekroju ekstremalna wartość naprężeń głównych występuje na wysokości 280 mm od dolnej krawędzi belki. Ponadto w rejonie naprężeń ekstremalnych występuje przekrój osłabiony kanałem kablowym do kolejnego wariantu sprężenia ($b_{w,nom}$ – rys. 113a). Przy obliczeniu nośności strefy ścinania w osłabionym przekroju z założeniem nominalnej szerokości średnika, obliczona wartość jest o 26% niższa w odniesieniu do nośności wyznaczonej bez osłabienia przekroju.

W obliczeniach według Model Code 2010, w III poziomie dokładności uwzględniającym nośność strzemion oraz betonu widać, że wraz z wzrastającą mocą zbrojenia poprzecznego, maleje udział nośności na ścinanie przypisanej do betonu (krzywa V_{Rd} jest nachylona pod mniejszym kątem niż liniowa zależność $V_{Rd,s}$ – rys. 117).

Analiza nośności na ścinanie $V_{Rd,max}$ (rys. 118) wskazuje, że w zależności od założonego nachylenia krzyżulców ściskanych, wyższą wartość nośności uzyskuje się z różnych modeli. W przypadku kąta θ w zakresie 27-45° wyższą wartość nośności (różnica poniżej 6%) uzyskuje się z obliczeń $V_{Rd,max}$ według MC 2010 (43). Dla kąta $\theta = 27^\circ$ Model Code oraz Eurokod (42) podają jednakową wartość nośności dla analizowanej belki. Z kolei dla nachylenia krzyżulca poniżej 27°, wyższą wartość nośności otrzymamy z obliczeń według Eurokodu. Należy jednak zaznaczyć, że polski załącznik NA.4 do normy EC2 [N1] ogranicza wartość $\cot \theta$ w zakresie od 1 do 2, zatem minimalne nachylenie kąta θ wynosi 27°.

Na rysunku 119 przedstawiono porównanie wyników obliczeń nośności na ścinanie (zawartych w tabeli 48) z miarodajnymi wynikami badań niszczących. Nośność strefy przypodporowej na rys. 119a, odniesiono do badań B 2-0, B 2-1a oraz B 2-1b, natomiast nośność determinowaną zmiążdżeniem ściskanego krzyżulca betonowego (rys. 119b), odniesiono do badań B 1-0, B 1-1a, B 1-1b oraz B 1-2.



Rys. 119. Dokładność nośności na ścinanie obliczonych według podstawowych modeli analitycznych: **a)** V_{exp} / V_R oraz **b)** $V_{exp} / V_{Rd,max}$.

Powyższa analiza wskazuje, że najdokładniejsze przybliżenie eksperymentalnej nośności na ścinanie (dla schematu statycznego B 2), uzyskano stosując modele bazujące na ograniczeniu wartości naprężeń na głównych kierunkach $V_{Rd,ct}$ (30) (EC2), (31) oraz (32) (MC).

W kontekście nośności strefy przypodporowej $V_{Rd,max}$ ograniczonej zmiążdżeniem krzyżulca betonowego, analiza wskazuje, że niepoprawne założenie kąta nachylenia θ może skutkować określeniem nośności po stronie „niebezpiecznej”. Ponadto nośność obliczeniowa $V_{Rd,max}$ odniesiona do elementu z uszkodzonymi zakotwieniami kabli rozciąganych (tworzących ściąg) skutkuje przeszacowaniem nośności średnio o 20% z uwagi na inny mechanizm zniszczenia belki B 1-2 (ścinająco-poślizgowy).

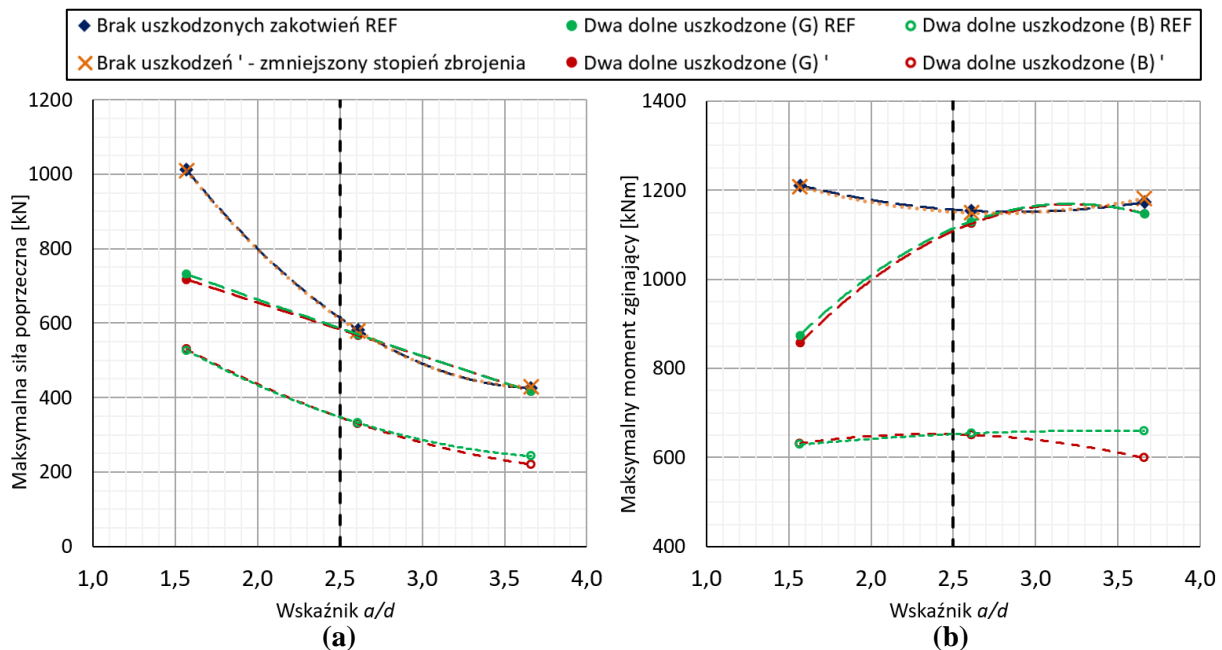
6.3. Analizy numeryczne

6.3.1. Analiza wyników symulacji numerycznych

W tabeli 49 zestawiono wyniki symulacji numerycznych, ze zróżnicowanym stopniem zbrojenia poprzecznego. Wyniki modeli referencyjnych ($\rho_w = 0,42\%$) porównano z wynikami odpowiadających modeli o zredukowanym stopniu zbrojenia poprzecznego ($\rho_w' = 0,21\%$), analizując tym samym wpływ stopnia zbrojenia strzemionami na obciążenie niszczące oraz ugięcia elementu w chwili zniszczenia. Wartości sił oraz momentów niszczących w funkcji a/d , dla porównywanych modeli numerycznych przedstawiono graficznie na rysunku 120.

Tabela 49. Zestawienie wyników symulacji numerycznych – wpływ stopnia zbrojenia poprzecznego.

Oznaczenie badania	P_{num}	M_{max}	V_{max}	u_{max}	$u_{L/2}$	ΔP_{num}	ΔM_{max}	ΔV_{max}	Δu_{max}	$\Delta u_{L/2}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[mm]	[%] w odniesieniu do modelu referencyjnego				
N 1-0	1270,5	1210,9	1012,0	48	41	-				
N 2-0	883,6	1153,8	581,8	57	51	-				
N 3-0	823,9	1172,7	425,7	$u_{L/2}$	63	-				
N 1-0'	1267,0	1207,6	1009,3	50	43	-0,3	-0,3	-0,3	5	4
N 2-0'	880,2	1149,4	579,6	60	53	-0,4	-0,4	-0,4	4	4
N 3-0'	829,6	1180,7	428,6	$u_{L/2}$	70	0,7	0,7	0,7	-	11
N 1-2 G	913,5	874,2	731,5	38	28	-				
N 2-2 G	865,1	1130,0	569,9	76	65	-				
N 3-2 G	805,6	1147,1	416,6	$u_{L/2}$	71	-				
N 1-2 G'	895,3	857,1	717,2	39	29	-2,0	-2,0	-2,0	3	2
N 2-2 G'	861,1	1124,9	567,4	75	64	-0,5	-0,4	-0,4	-1	0
N 3-2 G'	805,8	1147,4	416,7	$u_{L/2}$	75	0,0	0,0	0,0	-	5
N 1-2 B	653,1	628,7	526,9	49	36	-				
N 2-2 B	495,1	654,2	332,0	69	55	-				
N 3-2 B	457,3	659,5	242,4	$u_{L/2}$	56	-				
N 1-2 B'	656,4	631,9	529,5	57	39	0,5	0,5	0,5	16	10
N 2-2 B'	492,3	650,7	330,3	73	57	-0,6	-0,5	-0,5	5	3
N 3-2 B'	413,8	598,7	220,7	$u_{L/2}$	37	-9,5	-9,2	-9,0	-	-34

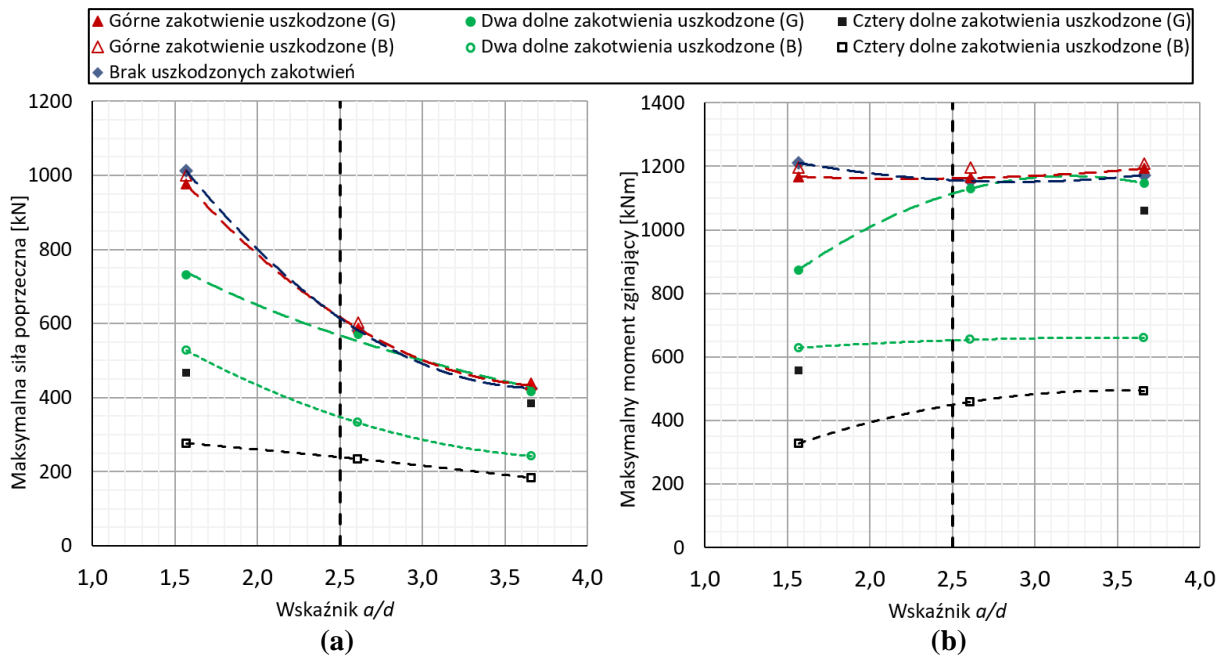
**Rys. 120.** Porównanie sił niszczących w funkcji a/d dla modeli numerycznych, zróżnicowanych stopniem zbrojenia poprzecznego: **a)** V_{max} oraz **b)** M_{max} .

Znaczniki punktowe reprezentują wyniki dla poszczególnych modeli zgodnie z legendą, natomiast linie aproksymują trend dla pośrednich smukłości ścinania. Porównując wyniki uzyskane z symulacji numerycznych widać, że różnice nośności otrzymanych dla modeli referencyjnych oraz dla modeli z dwukrotnie zredukowanym stopniem zbrojenia poprzecznego są znikome. Wnioski z analizy parametrycznej wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego (zawartej w p. 5.7.1) na zachowanie modelowanych belek zestawiono w p. 5.8.

W tabeli 50 zestawiono wyniki symulacji numerycznych, w których modelowane elementy różniły się liczbą odciętych zakotwień kabli sprężających oraz jakością iniekcji kanałów kablowych. Wyniki modeli elementów z uszkodzonymi zakotwieniami porównano z wynikami modeli referencyjnych, analizując w ten sposób wpływ stopnia efektywnego sprężenia na zachowanie modelowanych elementów. Kolejność prezentowanych modeli wynika ze smukłości ścinania a/d , od najmniejszej do największej. Ponadto dla ułatwienia analizy tabeli, wiersze zawierające wyniki dla symulacji z modelowaną złą jakością iniekcji kanałów kablowych (B) wyróżniono kolorem szarym. Pozostałe wiersze zawierają wyniki modeli referencyjnych oraz przypadek (G) tj. dobra jakość iniekcji kanałów kablowych. Rysunek 121 w formie graficznej przedstawia porównanie sił niszczących w zależności od wskaźnika a/d .

Tabela 50. Zestawienie wyników symulacji numerycznych – wpływ stopnia efektywnego sprężenia.

Oznaczenie badania	P_{num}	M_{max}	V_{max}	u_{max}	$u_{L/2}$	ΔP_{num}	ΔM_{max}	ΔV_{max}	Δu_{max}	$\Delta u_{L/2}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[mm]	[%] w odniesieniu do modelu referencyjnego				
<u>N 1-0</u>	1270,5	1210,9	1012,0	48	41	-	-	-	-	-
N 1-1 G	1224,6	1167,6	976,0	50	41	-3,6	-3,6	-3,6	3	0
N 1-1 B	1255,6	1196,9	1000,3	55	42	-1,2	-1,2	-1,2	14	2
N 1-2 G	913,5	874,2	731,5	38	28	-28,1	-27,8	-27,7	-21	-31
N 1-2 B	653,1	628,7	526,9	49	36	-48,6	-48,1	-47,9	1	-13
N 1-4 G	577,2	557,2	467,3	61	40	-54,6	-54,0	-53,8	26	-3
N 1-4 B	334,3	328,2	276,4	44	29	-73,7	-72,9	-72,7	-10	-31
<u>N 2-0</u>	883,6	1153,8	581,8	57	51	-	-	-	-	-
N 2-1 G	891,0	1163,2	586,5	58	52	0,8	0,8	0,8	2	2
N 2-1 B	915,8	1195,2	602,5	72	59	3,6	3,6	3,6	25	16
N 2-2 G	865,1	1130,0	569,9	76	65	-2,1	-2,1	-2,0	32	26
N 2-2 B	495,1	654,2	332,0	69	55	-44,0	-43,3	-42,9	21	8
N 2-4 B	342,9	458,6	234,2	73	57	-61,2	-60,3	-59,7	27	11
<u>N 3-0</u>	823,9	1172,7	425,7	$u_{L/2}$	63	-	-	-	-	-
N 3-1 G	838,3	1192,9	432,9		66	1,7	1,7	1,7	-	4
N 3-1 B	849,4	1208,5	438,5		79	3,1	3,0	3,0	-	25
N 3-2 G	805,6	1147,1	416,6		71	-2,2	-2,2	-2,2	-	12
N 3-2 B	457,3	659,5	242,4		56	-44,5	-43,8	-43,1	-	-11
N 3-4 G	743,5	1060,1	385,5		78	-9,8	-9,6	-9,4	-	23
N 3-4 B	338,5	493,2	183,0		87	-58,9	-57,9	-57,0	-	37



Rys. 121. Porównanie sił niszczących w funkcji a/d dla modeli numerycznych, zróżnicowanych stopniem efektywnego sprężenia: **a)** V_{max} oraz **b)** M_{max} .

Z porównania wyników symulacji numerycznych można wnioskować, że redukcja nośności elementów z odciętym zakotwieniem jedynie dla górnego kabla sprężającego jest niezauważalna, niezależnie od analizowanej smukłości ścinania oraz jakości iniekcji kanałów kablowych. Natomiast utrata zakotwień dolnych kabli sprężających skutkuje redukcją nośności w odniesieniu do wyników modeli referencyjnych z wszystkimi sprawnymi zakotwieniami kabli. W przypadku dobrej jakości iniekcji dolnych kanałów kablowych z uszkodzonymi zakotwieniami, można spodziewać się większej redukcji nośności, gdy element jest obciążony w rejonie długości wtórnego zakotwienia kabli sprężających (dla niskich wartości a/d). Natomiast w sytuacji złej jakości iniekcji, wartość redukcji nośności jest zbliżona dla wszystkich analizowanych smukłości ścinania, gdyż wynika przede wszystkim z utraty siły sprężającej na długości kabla. Wykresy zmian naprężeń w kablach sprężających oraz analiza parametryczna wpływu liczby odciętych zakotwień i jakości iniekcji (p. 5.7.2) na zachowanie modelowanych belek zestawiono w p. 5.8.

6.3.2. Porównanie wyników badań eksperymentalnych i symulacji numerycznych

Tabele 51-53 przedstawiają wyniki niszczących badań eksperymentalnych (p. 4.1), które zestawiono z miarodajnymi symulacjami numerycznymi, odpowiadającymi poszczególnym badaniom. W tabeli 51 przedstawiono wyniki z badań belek referencyjnych, porównane z wynikami odpowiadających symulacji numerycznych (dla dwóch różnych wariantów stopnia zbrojenia poprzecznego).

Tabela 52 i 53 przedstawia wyniki badań elementów z odciętymi zakotwieniami kabli sprężających z wynikami odpowiadających symulacji numerycznych. W przypadku elementów z odciętym zakotwieniem górnego kabla (tabela 52), porównano wyniki dla modeli z dobrą (G) oraz złą (B) jakością iniekcji kanałów kablowych, wykazując niewielki wpływ jakości iniekcji na nośność elementu w przypadku utraty zakotwienia górnego kabla. W przypadku elementów z odciętymi zakotwieniami dwóch dolnych kabli sprężających (tabela 53), zestawiono wyniki jedynie dla występującej w badaniu jakości iniekcji tj. (G) dla B 1-2 oraz (B) dla B 3-2, natomiast w dwóch wariantach stopnia zbrojenia poprzecznego.

Tabela 51. Porównanie wyników badań referencyjnych z wynikami symulacji numerycznych.

Oznaczenie badania	$P_{exp/num}$	M_{max}	V_{max}	u_{max}	$u_{L/2}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[mm]
B 1-0*	1234,7	1177,1	983,9	18	17
N 1-0	1270,5	1210,9	1012,0	20	17
N 1-0'	1267,0	1207,6	1009,3	21	18
$\Delta B/N$ [%]	2,9	2,9	2,9	12,3	3,8
$\Delta B/N'$ [%]	2,6	2,6	2,6	18,8	8,0
B 2-0	886,4	1157,4	583,6	59	49
N 2-0	883,6	1153,8	581,8	57	51
N 2-0'	880,2	1149,4	579,6	60	53
$\Delta B/N$ [%]	-0,3	-0,3	-0,3	-3,5	4,6
$\Delta B/N'$ [%]	-0,7	-0,7	-0,7	0,3	9,1
B 3-0**	837,7	1192,1	432,6	$u_{L/2}$	59
N 3-0	823,9	1172,7	425,7		63
N 3-0'	829,6	1180,7	428,6		70
$\Delta B/N$ [%]	-1,6	-1,6	-1,6	-	7,7
$\Delta B/N'$ [%]	-1,0	-1,0	-0,9	-	19,0

* Pomiar ugięcia podczas badania B 1-0 został wykonany na podstawowym stanowisku badawczym – wyniki ugięć w badaniach numerycznych podano dla odpowiadającego obciążenia 990 kN.

** Belka B 3-0 była jedynym elementem składanym z prefabrykowanych segmentów.

Tabela 52. Porównanie wyników badań elementów z odcięciem jednym górnym zakotwieniem z wynikami odpowiadających symulacji numerycznych.

Oznaczenie badania	$P_{exp/num}$	M_{max}	V_{max}	u_{max}	$u_{L/2}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[mm]
B 1-1a*	1193,7	1138,5	951,7	18	16
B 1-1b*	1270,7	1211,1	1012,2	18	17
N 1-1 G	1224,6	1167,6	976,0	20	17
N 1-1 B	1255,6	1196,9	1000,3	21	17
$\Delta B_a/N_G$ [%]	2,6	2,6	2,6	6,6	7,4
$\Delta B_a/N_B$ [%]	5,2	5,1	5,1	11,8	5,1
$\Delta B_b/N_G$ [%]	-3,6	-3,6	-3,6	12,4	0,7
$\Delta B_b/N_B$ [%]	-1,2	-1,2	-1,2	17,8	-1,5
B 2-1a	862,7	1126,9	568,4	49	41
B 2-1b	825,1	1078,6	544,2	76	36
N 2-1 G	891,0	1163,2	586,5	58	52
N 2-1 B	915,8	1195,2	602,5	72	59
$\Delta B_a/N_G$ [%]	3,3	3,2	3,2	20,4	29,1
$\Delta B_a/N_B$ [%]	6,2	6,1	6,0	47,9	46,0
$\Delta B_b/N_G$ [%]	8,0	7,9	7,8	-22,7	44,2
$\Delta B_b/N_B$ [%]	11,0	10,8	10,7	-5,0	63,1

* Pomiar ugięcia podczas badań B 1-1a oraz B 1-1b został wykonany na podstawowym stanowisku badawczym – wyniki ugięć w badaniach numerycznych podano dla odpowiadającego obciążenia 990 kN.

Tabela 53. Porównanie wyników badań elementów z odciętymi dwoma dolnymi zakotwieniami z wynikami odpowiadających symulacji numerycznych.

Oznaczenie badania	$P_{\text{exp/num}}$	M_{max}	V_{max}	u_{max}	$u_{L/2}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[mm]
B 1-2	952,3	910,9	762,0	54	39
N 1-2 G	913,5	874,2	731,5	38	28
N 1-2 G'	895,3	857,1	717,2	39	29
$\Delta B/N$ [%]	-4,1	-4,0	-4,0	-28,7	-27,0
$\Delta B/N'$ [%]	-6,0	-5,9	-5,9	-26,7	-25,7
B 3-2	407,6	589,9	217,6	$u_{L/2}$	38
N 3-2 B	457,3	659,5	242,4		56
N 3-2 B'	413,8	598,7	220,7		37
$\Delta B/N$ [%]	12,2	11,8	11,4	-	46,5
$\Delta B/N'$ [%]	1,5	1,5	1,4	-	-3,8

Odnośząc wyniki uzyskane z modeli numerycznych do wartości uzyskanych z pomiarów, wykonanych podczas badań eksperymentalnych belek, można stwierdzić, że odwzorowanie numeryczne badań jest zadowalające. W związku z powyższym, zasadne jest aby wnioski pozyskane z analiz badań numerycznych, w ograniczonym zakresie odnosić do analiz zachowania rzeczywistych kablobetonowych belek podsuwnicowych, będących przedmiotem niniejszej pracy.

7. Proponowane modele analityczne

W oparciu o wyniki przeprowadzonych badań oraz analiz, w niniejszym rozdziale zaproponowano następujące modele analityczne:

- model do oszacowania długości transmisji siły sprężającej w sytuacji utraty zakotwienia kabla sprężającego,
- model do określenia nośności strefy ścinania, uwzględniający wpływ utraty zakotwień kabli sprężających na nośność graniczną.

7.1. Model obliczeniowy długości transmisji siły sprężającej

Model obliczeniowy długości transmisji siły kabla sprężającego w sytuacji utraty jego zakotwienia bazuje na wzorze (12) podanym w normie Eurokod 2 [N1] do wyznaczenia długości transmisji siły sprężającej l_{pt} w strunobetonie. W tabeli 54 przedstawiono dopasowanie wzoru do analizowanego przypadku transmisji siły sprężającej w kablobetonie.

Z uwagi na niewielką ilość danych przy standardowej ocenie rzeczywistych elementów kablobetonowych, podstawowym założeniem było doprowadzenie wzoru do możliwie najprostszej postaci, umożliwiając szybkie oszacowanie długości transmisji (I poziom dokładności), z minimalną liczbą danych wsadowych. Ponadto dostępna jest ogólna forma modelu, umożliwiającą dokładniejszą analizę (II poziom dokładności) w przypadku większej liczby informacji.

W podstawowym przypadku wzoru proponowane wartości dotyczą przypadku dobrej jakości iniekcji – pełne wypełnienie kanałów kablowych, wysoka wartość przyczepności. Wartość naprężenia przyczepności przy transmisji założono na podstawie badań Jamrożego [37] (patrz – tabela 10). Podstawowe naprężenie przyczepności cementowego zaczynu iniekcyjnego do pobocznic gładkiego drutu $\varnothing 5$ mm założono na poziomie 5,9 MPa. Ponadto obliczono efektywną wartość naprężenia, odniesioną do rzeczywistego obwodu kontaktowego – wartość całkowitego obwodu kontaktowego założona we wzorze (12) jest zredukowana współczynnikiem u_{eff} (patrz rys. 122). Efektywna wartość naprężenia przyczepności, założona w obliczeniach wyniosła 3,0 MPa.



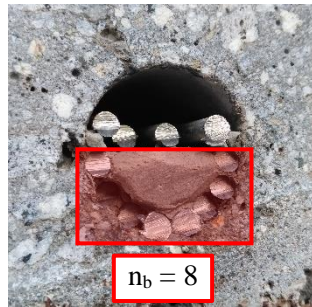
Rys. 122. Efektywny obwód kontaktowy dla dobrej jakości iniekcji (np. element B 1-2).

Dla proponowanego modelu założono również współczynnik zależny od jakości iniekcji kanałów kablowych α_q zdefiniowany jako stosunek liczby drutów kabla z pełną przyczepnością w odniesieniu do liczby wszystkich drutów kabla sprężającego tj. $\alpha_q = n_b / n$ (rys. 123). W ten sposób można z przypadku dobrej jakości iniekcji przejść na przypadek występujący dla analizowanego dźwigara (tabela 55).

Współczynnik α_q określa również siłę sprężającą, efektywnie przekazaną na beton P_{me} oraz siłę bezpowrotnie utraconą P_{ml} dla drutów bez zachowanej przyczepności (patrz – tabela 54).

Tabela 54. Metodyka proponowanego modelu analitycznego do wyznaczenia długości transmisji.

Założenie	Komentarz
$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}$	Wzór wyjściowy (12) według Eq. 8.16 (EC2) [N1]
$\alpha_1 = 1,0$	Współczynnik uwzględniający rodzaj zwolnienia naciągu (utrata zakotwienia kabla) – wartość <u>1,0</u> dla stopniowej utraty zakotwienia. Wartość 1,0 jest uzasadniona dla analizowanego przypadku.
$\alpha_2 = \frac{\pi \varnothing^2}{4} / \pi \varnothing = 0,25 (\varnothing)$	Współczynnik uwzględniający kształt przekroju poprzecznego cięgna sprężającego – stosunek pola przekroju, do obwodu cięgna. Wartość <u>0,25</u> dla drutu okrągłego ($\varnothing 5$ mm).
$n = 12$; $\varnothing_5 = 5$ mm $\varnothing_p = \varnothing_5 \cdot \sqrt{n}$ $\varnothing_p = 17,3$ mm	Zastępcza średnica dla kabla sprężającego Freyssinet 12 $\varnothing 5$ mm według Eq. 6.1-32 (MC 2010) [N2]
$f_b = 5,9$ MPa $f_{b,eff} = f_b \cdot u_{\varnothing eff}$ $f_{b,eff} = 3,0$ MPa	Wartość podstawowa naprężenia przyczepności f_b według [37]. Wartość efektywna $f_{b,eff}$ – patrz rys. 122.
$\sigma_{pmt} = \frac{P_{mt}}{A_p}$	Wartość przekazywanego naprężenia z kabla sprężającego.
$\alpha_q = \frac{n_b}{n}$ $P_{me} = P_{mt} \cdot \alpha_q$ $P_{ml} = P_{mt} \cdot (1 - \alpha_q)$	Proponowany współczynnik zależny od jakości iniekcji, uwzględniający utratę siły sprężającej dla drutów bez przyczepności – patrz rys. 123.
$\beta = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \frac{\sigma_{pmt}(P_{mt})}{f_{b,eff}}$	Współczynnik określający długość transmisji dla proponowanego modelu, skalibrowany według tabeli 56.
$l_{pt} = \beta \cdot \alpha_q \cdot \varnothing_p$	Forma proponowanego modelu analitycznego w I p. dokładności.



Liczba drutów sprężających z zachowaną pełną przyczepnością do iniekcji cementowej (n_b).

$$\alpha_q = n_b / n$$

Rys. 123. Definicja współczynnika zależnego od jakości iniekcji kanałów kablowych.

Tabela 55. Zalecane wartości współczynnika jakości iniekcji kanałów kablowych α_q .

	<p>Wartość współczynnika jakości iniekcji kanałów kablowych α_q zawiera się w przedziale od 0,0 do 1,0*.</p> <p>Wartość równa 1,0 odpowiada przypadkowi pełnego wypełnienia kanałów kablowych (patrz – rys. 122), bez trwałej utraty siły sprężającej.</p> <p>Zalecana podstawowa wartość współczynnika α_q dla przypadku złej jakości iniekcji cementowej $\alpha_q = 6 / 12 = 0,5$</p>
--	---

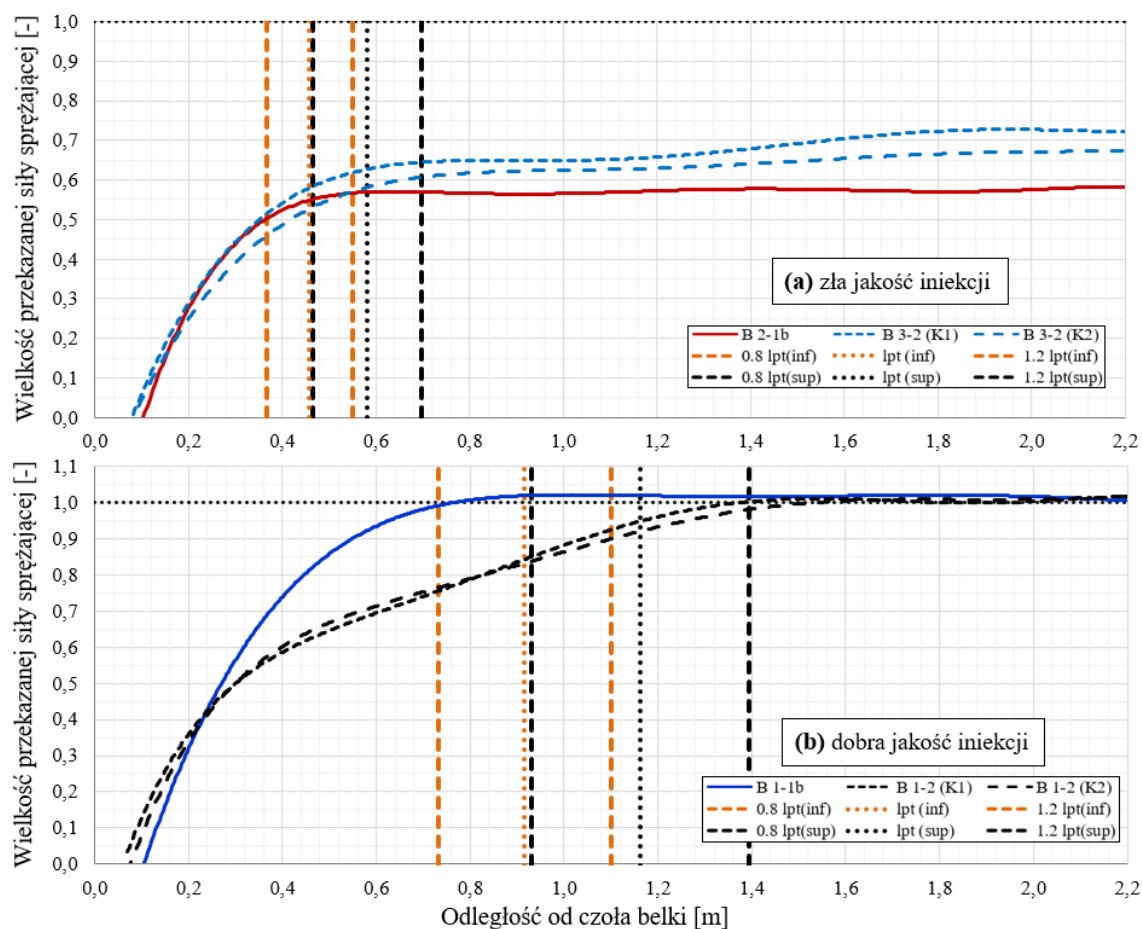
* W przeprowadzonych badaniach długości transmisji siły sprężającej (p. 4.2) nie stwierdzono wartości α_q poniżej 0,5

Tabela 56. Kalibracja współczynnika β określającego długość transmisji siły sprężającej.

Założenie rzeczywistej siły sprężającej P_{mt} w kablach Freyssinet 12Ø5 mm na poziomie 150 – 190 kN, bazując na pomiarach siły (patrz – rozdział 4.3)	
Wartość dolna $inf - P_{mt} = 150$ kN	Wartość górna $sup - P_{mt} = 190$ kN
Napężenie w kablu sprężającym $\sigma_{pmt}(P_{mt})$ dla pola przekroju pojedynczego kabla $A_p = 236$ mm ²	
$\sigma_{pmt} = 636$ MPa	$\sigma_{pmt} = 805$ MPa
Wartość współczynnika β określającego długość transmisji siły sprężającej	
$\beta = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{pmt} / f_{b,eff}$	
$\beta_{inf} = 53,0$	$\beta_{sup} = 67,1$

Analizowana jakość iniekcji kanałów kablowych			
Dobra (G)	Zła (B)	Dobra (G)	Zła (B)
$\alpha_q = 1,0$	$\alpha_q = 0,5$	$\alpha_q = 1,0$	$\alpha_q = 0,5$
$l_{pt} = 918$ mm	$l_{pt} = 459$ mm	$l_{pt} = 1162$ mm	$l_{pt} = 581$ mm

Długości transmisji wyznaczone z proponowanego modelu należy traktować jako wartość średnia dla danego przypadku. W celu uzyskania dolnej (l_{pt1}) lub górnej (l_{pt2}) wartości obliczeniowej długości transmisji, w nawiązaniu do podejścia normy Eurokod 2 [N1], wartość średnią l_{pt} odpowiednio zwiększamy lub zmniejszamy o 20%. Na rysunku 124 przedstawiono wyznaczoną długość transmisji w przypadku dobrej oraz złej jakości iniekcji kanałów kablowych w wartości górnej oraz dolnej, odpowiednio dla: ($\beta_{sup} = 67,1$) – kolor czarny oraz ($\beta_{inf} = 53,0$) – kolor pomarańczowy.



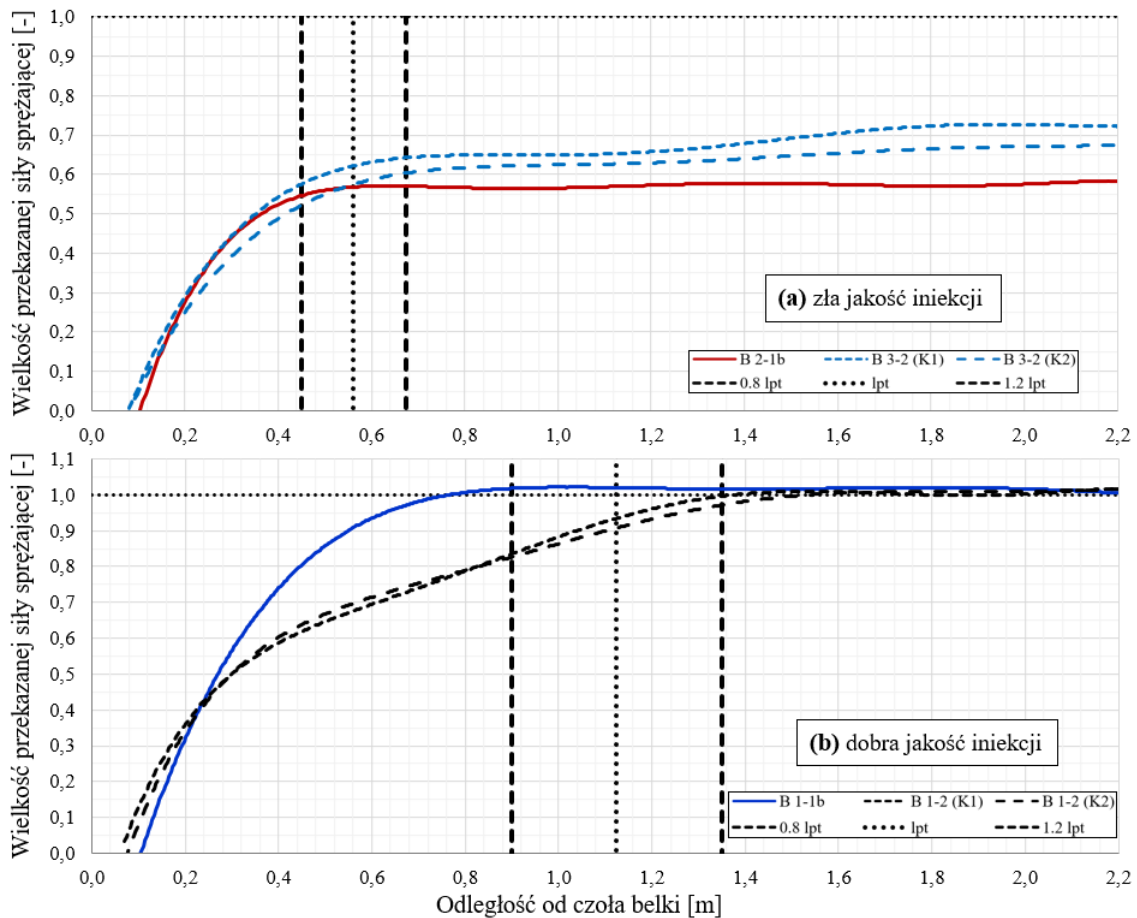
Rys. 124. Kalibracja modelu obliczeniowego długości transmisji w przypadku: (a) złej oraz (b) dobrej jakości iniekcji kanałów kablowych.

Dla modelu analitycznego w I poziomie dokładności, zalecaną wartość współczynnika długości transmisji przyjęto jako $\beta = 65,0$.

W tabeli 57 przedstawiono długość transmisji wyznaczoną dla I poziomu dokładności proponowanego modelu obliczeniowego, dla kabli sprężających 12Ø5 mm w sytuacji utraty zakotwienia mechanicznego. Na rysunku 125 przedstawiono długości transmisji dla I poziomu dokładności proponowanego modelu obliczeniowego, w odniesieniu do odpowiadających badań eksperymentalnych długości transmisji.

Tabela 57. Długość transmisji wyznaczona dla I p. dokładności modelu obliczeniowego ($\beta = 65,0$).

Jakość iniekcji	α_q	l_{pt1}	l_{pt}	l_{pt2}
Zła	0,5	450 mm	562 mm	674 mm
Dobra	1,0	899 mm	1124 mm	1349 mm



Rys. 125. Wyznaczona długość transmisji siły sprężającej w przypadku: (a) złej oraz (b) dobrej jakości iniekcji kanałów kablowych – I poziom dokładności.

W podsumowaniu niniejszej pracy zestawiono końcową postać modelu analitycznego do wyznaczenia długości transmisji dla kabla sprężającego typu Freyssinet, w sytuacji utraty zakotwienia mechanicznego, dla I oraz II poziomu dokładności obliczeń – patrz rozdział 9.

7.2. Model obliczeniowy nośności na ścinanie w sytuacji niepewności zakotwienia kabla sprężającego

Proponowany model do określenia nośności strefy ścinania analizowanych belek podsuwnicowych, z uwzględnieniem sytuacji utraty zakotwienia kabla sprężającego, bazuje formułę zawartą w normie ACI-318 [N3]. W celu uwzględnienia wpływu utraty zakotwienia kabla sprężającego na nośność strefy ścinania, wykorzystano długość transmisji oraz stopień przekazanej siły sprężającej określone z modelu opisanego powyżej, w p. 7.1 niniejszej pracy.

W tabeli 58 przedstawiono metodykę budowy autorskiego modelu analitycznego do wyznaczenia nośności na ścinanie.

Wpływ sprężenia na obliczeniową nośność na ścinanie uwzględniono na zasadzie proponowanej w normie Eurokod [N2], przez uwzględnienie naprężenia ściskającego σ_{cp} , wynikającego z efektu sprężenia, zmodyfikowanego współczynnikiem k_1 . Niniejszą formułę zaproponowano z uwagi na możliwość i prostotę uwzględnienia wpływu efektów utraty zakotwienia kabli sprężających. Współczynnik k_1 dostosowano tak, aby udział naprężenia od sprężenia w nośności na ścinanie odnosił się do wartości uzyskiwanych z obliczeń elementów sprężonych według ACI [N3] (patrz – tabela 58).

Tabela 58. Metodyka proponowanego modelu analitycznego do wyznaczenia nośności na ścinanie.

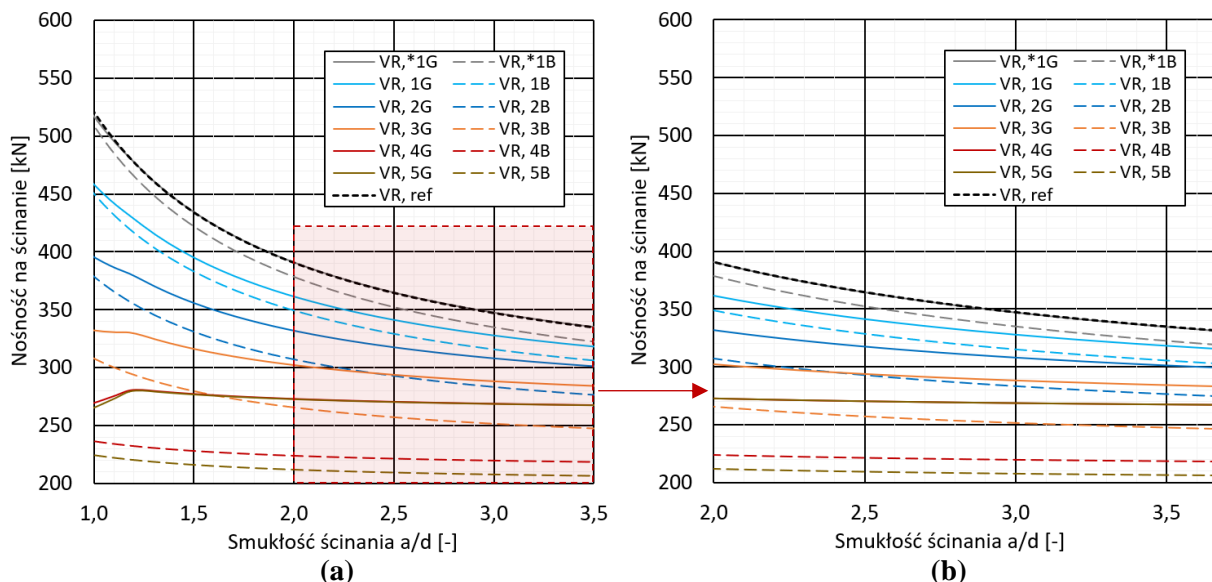
Założenie	Komentarz
$V_R = (0,16\sqrt{f_c} + 17\rho_{sl} \cdot \frac{d}{a}) \cdot b_w \cdot d$	Wzór wyjściowy na podstawie zmodyfikowanej formuły Eq. 22.5.5.1(a) (ACI-318-14) do określenia nośności na ścinanie elementów żelbetowych
$f_c \leq 69 \text{ MPa} ; \frac{d}{a} > 1,0$	Ograniczenie wartości: wytrzymałości betonu na ściskanie oraz wskaźnika d/a .
$\rho_{sl} = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$	Stopień zbrojenia podłużnego uwzględnia zbrojenie pasywne oraz sprężające w półce dolnej. W przypadku braku zakotwienia mechanicznego, pole przekroju kabla pomijano.
$V_{cp} = k_1 \cdot \sigma_{cp}$ $V_{pc,max} = (0,45\sqrt{f_c}) \cdot b_w \cdot d$ $V_{rc,max} = (0,29\sqrt{f_c}) \cdot b_w \cdot d$ $(0,45 - 0,29)\sqrt{f_c} \approx 0,25 \cdot \sigma_{cp}$	Kalibracja współczynnika k_1 – różnica maksymalnej nośności na ścinanie dla elementu sprężonego $V_{pc,max}$ Eq. 22.5.8.2(c) i dla elementu bez sprężenia $V_{rc,max}$ Eq. 22.5.5.1(c) według ACI-318-14.
$V_{cp} = 0,25 \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp}^*)$	Uwzględnienie wpływu naprężenia ściskającego od sprężenia.
$\sigma_{cp}^* = \left(\frac{l_x}{l_{pt}}\right) \cdot \frac{P_{me}}{A_{cs}} \cdot n_u$ $\sigma_{cp} = \frac{P_{mt}}{A_{cs}} \cdot (n_p - n_u)$ n_u – liczba kabli bez zakotwienia n_p – całkowita liczba kabli	Gdzie P_{me} oznacza siłę sprężającą przekazaną na beton dla kabla z uszkodzonym zakotwieniem, l_{pt} oznacza średnią długość transmisji siły sprężającej zgodnie z modelem p. 7.1, natomiast l_x oznacza odległość od początku długości transmisji do rozważanego przekroju $l_x \leq l_{pt}$. Uwzględnia się pełne oddziaływanie siły sprężającej P_{mt} , dla pozostałych kabli zakotwionych mechanicznie.
$V_R = (0,16\sqrt{f_c} + 17\rho_{sl} \cdot \frac{d}{a} + V_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	Końcowa formuła proponowanego modelu analitycznego.

Wpływ utraty zakotwienia kabla sprężającego na nośność strefy ścinania ujawnia się jako redukcja efektywnych naprężeń od sprężenia, w stopniu zależnym od jakości iniekcji kanałów kablowych. Ponadto kabel sprężający w strefie rozciąganej, z uwagi na brak zakotwienia mechanicznego traci wydajność pracy kołkowej, przenoszącej naprężenia ścinające.

Powyższe efekty wpływające na nośność na ścinanie uwzględniono w modelu przez:

- redukcje efektu sprężenia zgodnie z długością transmisji oraz stopniem przekazanej siły sprężającej według modelu zaproponowanego w p. 7.1,
- redukcję stopnia zbrojenia podłużnego z uwagi na niepewność zakotwienia wybranych kabli sprężających, a w konsekwencji wpływ zmniejszonego pola powierzchni zbrojenia rozciąganego na możliwość pracy kołkowej.

Proponowany powyżej model analityczny określa nośność na ścinanie, z uwzględnieniem efektu zazębenia kruszywa, pracy kołkowej zakotwionego zbrojenia podłużnego, smukłości ścinania oraz wpływu sprężenia, zależnego od utraty zakotwienia mechanicznego wybranych kabli sprężających zgodnie z modelem długości transmisji. Na rysunku 126 przedstawiono nośność na ścinanie w zależności od wskaźnika a/d , w przypadku zakotwienia wszystkich kabli sprężających oraz utraty zakotwień górnego kabla, od 1 do 4 dolnych kabli oraz wszystkich pięciu kabli, rozważając przypadki dobrej oraz złej jakości iniekcji (odpowiednio linia ciągła i przerywana).



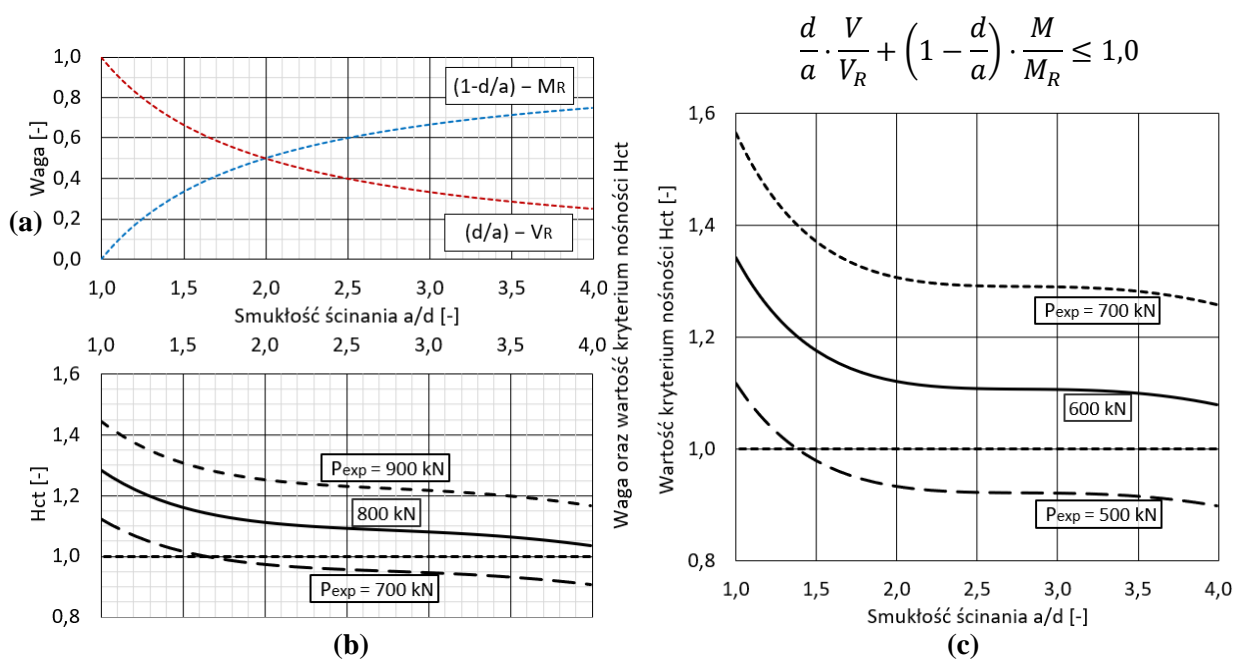
Rys. 126. Nośność strefy ścinania wyznaczona z proponowanego modelu analitycznego: **a)** w pełnym zakresie a/d oraz **b)** w zakresie miarodajnego zastosowania ($a/d \geq 2,0$).

Zniszczenie elementów badanych w schemacie o smukłości ścinania $a/d \geq 2,0$ zachodziło w wyniku interakcji zginania ze ścinaniem. W związku z powyższym zaproponowano hipotezę określającą wykorzystanie nośności przy niszczeniu ścinająco-zginającym, gdzie kryterium zniszczenia jest określone przez wykorzystanie nośności strefy ścinania V_R , wyznaczonej z proponowanego modelu analitycznego oraz wykorzystanie nośności na zginanie M_R , którą w przypadku utraty zakotwienia wybranych kabli sprężających obliczono z uwzględnieniem współczynnika jakości iniekcji kanałów kablowych α_q . Kable, które utraciły zakotwienie mechaniczne, w obliczeniach traktowane są jako ciągną złożone wyłączenie z drutów z zachowaną przyczepnością (pole stali zredukowane współczynnikiem α_q). Przy obliczeniu nośności na zginanie zakłada się, że naprężenia w tych ciągnach nie osiągną pełnej wartości obliczeniowej wytrzymałości stali sprężającej. W pierwszym poziomie dokładności tych obliczeń zakłada się, że w stanie granicznym nośności, naprężenia w kablach z utraconymi zakotwieniami osiągną jedynie poziom $\sigma_p(P_{me})$, odpowiadający efektywnie przekazanej sile sprężającej P_{me} – dalszy przyrost naprężeń w tych ciągnach jest pominięty. W drugim poziomie dokładności zakłada się, że dalszy przyrost naprężeń w stali jest możliwy, a naprężenia graniczne znajdują się w przedziale od $\sigma_p(P_{me})$ do wartości wytrzymałości f_{pd} . Można przyjąć,

że wartość naprężeń granicznych, przy których nastąpi wślizg cięgna i utrata naprężenia jest zależna od jakości iniekcji. Zatem graniczny przyrost naprężeń w cięgnie $\Delta\sigma_p$, spowodowany obciążeniem zewnętrznym, może być wyznaczony jako $\Delta\sigma_p = \alpha_q (f_{pd} - \sigma_p(P_{me}))$.

Wykorzystanie nośności elementu na ścinanie V_R oraz na zginanie M_R według hipotezy jest skalowane zależnie od smukłości ścinania rozważanego schematu statycznego przez odpowiednie współczynniki wagowe (d/a) oraz $(1 - d/a)$.

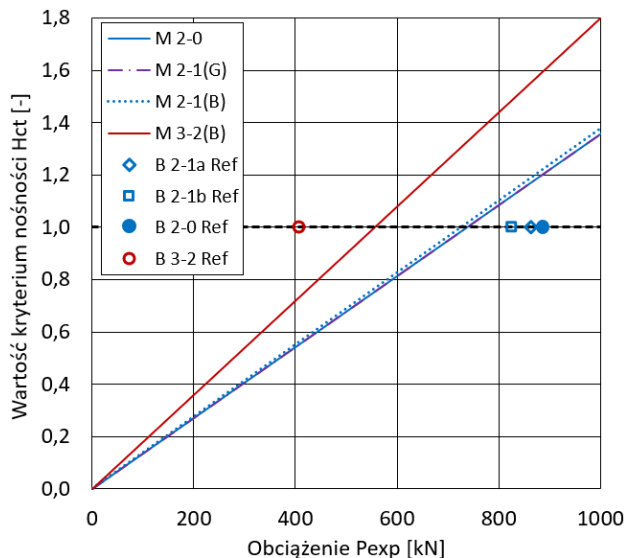
Na rysunku 127 przedstawiono kryterium zniszczenia, współczynniki wagowe czynników hipotezy (rys. 127a) oraz wartość kryterium nośności (oznaczone jako H_{ct}) dla belki ze wszystkimi sprawnymi zakotwieniami (rys. 127b) i dla belki z odciętymi dwoma dolnymi zakotwieniami w przypadku złej jakości iniekcji (rys. 127c). Wartości kryterium nośności zaprezentowano w funkcji a/d , dla wybranych poziomów obciążenia zewnętrznego P_{exp} . Przekroczenie wartości 1,0 wskazuje na spodziewaną utratę nośności elementu.



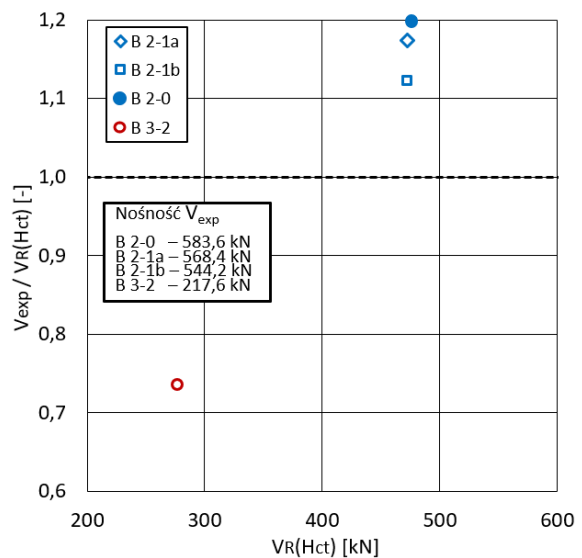
Rys. 127. Analiza kryterium zniszczenia według proponowanej hipotezy: **a)** współczynniki wagowe w funkcji a/d ; **b)** wartość kryterium nośności dla elementu referencyjnego ze sprawnymi zakotwieniami, oraz **c)** wartość kryterium nośności dla elementu z odciętymi dwoma dolnymi zakotwieniami – przypadek złej jakości iniekcji kanałów kablowych.

Na rysunku 128 przedstawiono wskazanie kryterium zniszczenia według proponowanej hipotezy (H_{ct}) dla elementów B 2-0, B 2-1 i B 3-2, w funkcji obciążenia zewnętrznego. Kryterium zniszczenia według modelu oznaczono odpowiednio M 2-0, M 2-1(B) i M 2-1(G) oraz M 3-2(B) – wyniki zestawiono z obciążeniem niszczącym dla odpowiadających badań eksperymentalnych.

Rysunek 129 przedstawia zestawienie nośności badanych elementów B 2-0, B 2-1a, B 2-1b oraz B 3-2, w odniesieniu do kryterium zniszczenia według hipotezy. Oś rzędnych reprezentuje stosunek niszczącej siły poprzecznej badanych elementów do wskazania niszczącej siły $V_R(H_{ct})$ według hipotezy, natomiast oś odciętych przedstawia przewidywane niszczące siły poprzeczne $V_R(H_{ct})$ dla poszczególnych elementów.



Rys. 128. Wskazania hipotezy nośności w zestawieniu z wynikami badań.



Rys. 129. Nośność badanych elementów w odniesieniu do hipotezy nośności.

Wyniki opisanego powyżej modelu nośności strefy ścinania V_R , uwzględniają wpływ smukłości ścinania a/d oraz efekt utraty zakotwień wybranych kabli sprężających. Przy zastosowaniu hipotezy kryterium zniszczenia, dla elementów ścinanych z wysokim wskaźnikiem smukłości ($a/d \geq 2,0$), obserwowane wskazanie nośności według modelu osiąga zadowalającą zgodność w odniesieniu do wyników badań.

8. Wnioski wynikające z analizy zagadnienia

Analiza wybranych modeli analitycznych oraz własnych badań eksperymentalnych i numerycznych wykazała, że nośność na ścinanie przedmiotowych belek podsuwnicowych jest zależna od smukłości ścinania a/d rozważanego schematu statycznego. Nośność graniczna belek wzrasta, wraz ze zmniejszeniem się wskaźnika a/d analizowanych elementów. Ponadto różny układ obciążenia (zmiennie a/d) belek podsuwnicowych, powoduje występowanie zróżnicowanych schematów utraty nośności. Każdy z badanych elementów wyraźnie sygnalizował zbliżającą się utratę nośności przez przyrost ugięć oraz rozwój zarysowań.

Co więcej, wyniki badań doświadczalnych oraz analiz numerycznych wykazały, że stopień zbrojenia poprzecznego kablobetonowych belek podsuwnicowych nie wpływa znacząco na ich nośność graniczną. Rozstaw strzemion, występujący w belkach podsuwnicowych (nie spełniający warunku minimalnego stopnia zbrojenia lub zbliżony, tj. $\rho_w \approx 0,20\%$), nie powoduje zagrożenia kruchym zniszczeniem elementów, wynikającym z niedoboru zbrojenia poprzecznego. Niezależnie od analizowanej smukłości ścinania a/d dla rozważanego schematu statycznego, strzemiona zapewniły stabilny rozwój rys ukośnych, sygnalizujących zniszczenie. W żadnym z analizowanych przypadków, do zniszczenia nie doszło w wyniku zerwania zbrojenia poprzecznego belek.

W sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających wykazano, że możliwa jest transmisja siły sprężającej z kabla na element oraz wtórne zakotwienie kabla sprężającego przez przyczepność, natomiast czynnikiem determinującym ich niezawodność oraz skuteczność jest jakość wykonanej iniekcji kanałów kablowych.

Wykonując analizę przyczepnościowego przekazania siły sprężającej w sytuacji utraty zakotwienia kabla 12Ø5 mm typu Freyssinet, należy rozważyć różne przypadki występującej jakości iniekcji cementowej kanałów, dla kabli z niepewnością zakotwienia mechanicznego drutów. W niniejszej pracy określono trzy przypadki podsumowane poniżej.

- Dobra jakość iniekcji kanałów kablowych:
całość siły sprężającej jest przekazana na element na skończonej długości transmisji. Występuje wtórne zakotwienie kabla sprężającego przy dalszym obciążeniu.
- Akceptowalna jakość iniekcji kanałów kablowych:
występuje niepełne przekazanie siły sprężającej na podstawowej długości transmisji, w dalszej odległości następuje przekazanie siły z pozostałych drutów (pełne lub częściowe), które przy czole belki nie były otulone iniekcją. Wtórne zakotwienie kabla sprężającego przy dalszym obciążeniu jest ograniczone.
- Zła jakość iniekcji kanałów kablowych:
następuje częściowe przekazanie siły sprężającej na długości transmisji z drutów otulonych iniekcją. Pozostała siła sprężająca z drutów bez trwałej przyczepności iniekcji, zostaje bezpowrotnie utracona. Wtórne zakotwienie kabla sprężającego przy dalszym obciążeniu możliwe jest jedynie w szczątkowym zakresie.

Aby oszacować długość transmisji siły sprężającej dla kabli 12Ø5 typu Freyssinet, można posłużyć się modelem analitycznym zaproponowanym w rozdziale 7.1 niniejszej pracy.

Na podstawie badań doświadczalnych długości transmisji siły sprężającej sformułowano również wniosek dotyczący dostępnych technik pomiarowych. W ramach badań transmisji siły (p. 4.2) zastosowano 4 niezależne metody pomiarowe, z których najskuteczniejsze okazały się pomiary światłowodowe. Zastosowanie w tych testach światłowodowych pomiarów wysokiej częstotliwości było pierwszym wykorzystaniem tej technologii do pomiarów odkształceń konstrukcji budowlanych w Polsce. Pomiary te zapewniły najbardziej precyzyjną informację o rozkładzie odkształceń podłużnych i poprzecznych oraz umożliwiły identyfikację i lokalizację mikrozarysowań belki, o szerokości poniżej 0,01 mm, które nie były widoczne nieuzbrojonym okiem.

Analizy belek podsuwnicowych pracujących w sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających wykazały, że utrata zakotwienia górnego kabla sprężającego nie wpływa znacząco na nośność graniczną elementów. Ponadto nieznaczny wpływ utraty górnego zakotwienia na nośność belek, nie jest zależny od przypadku jakości iniekcji kanału kablowego dla kabla z niepewnością zakotwienia.

W sytuacji elementów, dla których niepewność zakotwienia dotyczy dolnych kabli sprężających, obserwowano redukcje nośności granicznej, której skala jest determinowana liczbą niezakotwionych kabli sprężających oraz jakością iniekcji ich kanałów kablowych. Dla elementów z uszkodzonymi dwoma zakotwieniami dolnych kabli sprężających, w sytuacji dobrej jakości iniekcji występująca redukcja nośności sięgała 28% i była zależna od smukłości a/d analizowanej belki (większa redukcja nośności spodziewana dla mniejszych wartości a/d). W przypadku złej jakości iniekcji kanałów kablowych obserwowano większą redukcję sił niszczących analizowanych elementów (sięgającą 50%), natomiast spadek nośności nie różnił się znacząco w zależności od smukłości ścinania a/d .

Symulacje numeryczne wskazują, że w sytuacji niepewności zakotwienia większej liczby dolnych kabli sprężających, zniszczenie elementu zachodzi przy oddziaływaniu znacznie niższych wartości sił (w porównaniu do elementów ze sprawnymi zakotwieniami wszystkich kabli sprężających), a niszczenie jest poprzedzone zarysowaniem elementu.

Badania pomiaru siły sprężającej w belkach kablobetonowych, niezależnie od metody pomiaru, wskazały zbliżone wartości rzeczywistej siły naciągu kabli. Wartość siły, określona na podstawie bezpośredniego pomiaru odkształceń podczas przecinania kabla sprężającego wyniosła 167,8 kN w przeliczeniu na jeden kabel. Badanie metodą seminiuszczą, polegającą na nacinaniu otuliny betonowej, pozwoliło określić siłę sprężającą z różnicą 8% w odniesieniu do metody niszczącej ($P_{mt}^I = 154,4$ kN). Z kolei na podstawie obliczeń normowych według EC2 oszacowano siłę sprężającą na poziomie 169,4 kN (różnica 1%), jednakże należy zaznaczyć, że w zależności od podjętych założeń, możliwe różnice oszacowania siły sprężającej drogą obliczeniową mogą być wysokie (sięgające ponad 15%).

Przeprowadzone badania pomocnicze, dotyczące określenia wypełnienia kanałów kablowych metodami nieniszczącymi, wskazują na możliwość oszacowania jakości iniekcji wykonanej w kanałach. Skuteczność oraz poprawność określenia wypełniania kanałów w dużej mierze zależy jednak od dokładności i staranności wykonywanych pomiarów.

Ocena stanu technicznego belek podsuwnicowych oraz badania materiałowe próbek pobranych z elementów, wskazują na wykorzystanie wysokiej jakości materiałów oraz na stosunkowo wysoką jakość ówczesnej prefabrykacji. Nie zaobserwowano żadnych wyraźnych ubytków betonu czy betonu złej jakości, ani żadnej znaczącej korozji zbrojenia belek. Badania chemiczne betonu oraz iniekcji cementowej kanałów kablowych wskazują na zachowaną skuteczną ochronę stali pasywnej i sprężającej oraz brak zagrożenia korozją betonu.

Pomimo wieloletniej eksploatacji oraz przekroczenia okresu projektowanej trwałości, stan techniczny elementów można określić jako dobry. Nie mniej jednak zastrzeżenia mogą budzić: zła jakość iniekcji kanałów kablowych wśród niektórych belek, brak ochrony antykorozyjnej zakotwień kabli sprężających, przecięcie prętów zbrojeniowych w półkach górnych elementów, nieregularny rozstaw zbrojenia poprzecznego oraz różny rodzaj stali zastosowany na strzemiona.

Podstawowe modele normowe do wyznaczenia nośności na ścinanie niewystarczająco dokładnie opisują sposób pracy analizowanych kablobetonowych belek podsuwnicowych. W konsekwencji, analizy obliczeniowe nośności belek na ścinanie mogą prowadzić do znaczących rozbieżności z rzeczywistą nośnością analizowanych belek kablobetonowych, a wartość nośności obliczeniowej bardzo często jest znacznie niedoszacowana.

Najlepszą zbieżność nośności eksperymentalnej z obliczeniową osiągnięto, dla modelu nośności na ściskanie ukośnego krzyżulca betonowego $V_{Rd,max}$ (42) (EC2) oraz (43) (MC2010) (w przypadku ścinania z niskim wskaźnikiem a/d) oraz dla modeli obliczeniowych, bazujących na ograniczeniu wartości naprężeń na głównych kierunkach $V_{Rd,ct}$ (30) (EC2), (31) oraz (32) (MC2010) – dla odwzorowania badań ścinania z wysokim wskaźnikiem a/d .

W celu określenia nośności kablobetonowych belek podsuwnicowych należy rozróżnić następujące przypadki położenia obciążenia zewnętrznego, wywołującego:

- Ścinanie z niskim wskaźnikiem smukłości $a/d < 2,0$; dla skupionych obciążeń pionowych, przyłożonych bezpośrednio w strefie przypodporowej, tj. $a/d < 2,0$, nośność elementu belki ze sprawnymi zakotwieniami kabli sprężających można z odpowiednim przybliżeniem określić jako nośność ściskanego krzyżulca betonowego $V_{Rd,max}$, wyznaczoną według wzorów (42) [N1] lub (43) [N2].

W przypadku uszkodzenia zakotwień dolnych kabli sprężających, model zniszczenia elementu ulega zmianie na ścinająco-poślizgowy, a nośność obliczeniowa ograniczona przez zmiążdżenie krzyżulca ściskanego $V_{Rd,max}$ podaje wyniki zawyżone. W takiej sytuacji zaleca się określenie dolnej granicy nośności na ścinanie, bazując na ograniczeniu wartości głównych

naprężeń $V_{Rd,ct}$ – wzory (30) [N1] lub (31),(32) [N2]. W tej sytuacji niepewność określenia nośności, związana z różnymi możliwymi schematami zniszczenia elementu wzrasta.

- Ścinanie z wysokim wskaźnikiem smukłości $a/d \geq 2,0$;
w sytuacji skupionych obciążeń pionowych, przyłożonych w dalszej odległości od podpory tj. $a/d \geq 2,0$ lepsze oszacowanie nośności elementu otrzymuje się przy użyciu zaproponowanego w pracy modelu analitycznego (rozdział 7.2), z zastosowaniem hipotezy wyłączenia uwzględniającej interakcję zginania ze ścinaniem.
- Efekt zbliżony do czystego zginania:
w sytuacji oddziaływania momentów zginających bez znacznego udziału sił ścinających (np. czteropunktowe zginanie, wywołane wózkami suwnicy ustawionym w rejonie środka rozpiętości belki); nośność elementu może być określona przez standardowe obliczenie nośności przekroju na zginanie, z uwzględnieniem współczynnika jakości iniekcji kanałów kablowych α_q . Zakłada się, że pole powierzchni kabli sprężających, które utraciły zakotwienie mechaniczne, jest zredukowane współczynnikiem α_q , a naprężenia w tych cięgnach nie osiągną pełnej wartości obliczeniowej wytrzymałości stali sprężającej. W I poziomie dokładności tych obliczeń zakłada się, że w stanie granicznym nośności naprężenia w cięgnach z utraconymi zakotwieniami osiągną jedynie poziom $\sigma_p(P_{me})$. W II poziomie dokładności zakłada się, że naprężenia graniczne znajdują się w przedziale od $\sigma_p(P_{me})$ do wartości wytrzymałości f_{pd} . Graniczny przyrost naprężeń w cięgnie $\Delta\sigma_p$, spowodowany obciążeniem zewnętrznym, może być wyznaczony w zależności od współczynnika jakości iniekcji kanałów kablowych, jako $\Delta\sigma_p = \alpha_q (f_{pd} - \sigma_p(P_{me}))$.

Możliwie największą dokładność określenia nośności na ścinanie można uzyskać, stosując zaawansowane modelowanie numeryczne MES, np. wykorzystując modele stworzone na potrzeby analiz niniejszej pracy doktorskiej (p. 5). W autorskim modelu numerycznym zaimplementowano odwzorowanie długości transmisji siły sprężającej wybranych kabli z uszkodzonymi zakotwieniami, w zależności od jakości iniekcji ich kanałów kablowych. Dodatkowo model uwzględnia przyczepnościową pracę kabla z utraconym zakotwieniem mechanicznym przy dalszym obciążeniu belki, odwzorowując wślizg cięgna oraz towarzyszący mu spadek naprężeń stali sprężającej. Podejście modelowania numerycznego umożliwia również analizę różnego położenia obciążenia czy przypadków złożonych lub nietypowych (np. układ wielu obciążeń belki).

Należy wyraźnie zaznaczyć, że w niniejszej pracy nie analizowano wpływu dodatkowych oddziaływań, którym podlegają belki toru podsuwnicowego, takie jak: oddziaływania poziome, cykliczna zmienność obciążenia, dynamiczny charakter obciążenia, czy efekty zmęczenia materiałów.

W ocenie stanu technicznego rzeczywistych belek podsuwnicowych, przy określeniu nośności elementu należy poddać analizie kombinacje wszystkich zasadnych oddziaływań. Natomiast wpływ: obciążeń powtarzalnych, interakcji zginania ścinania i skręcania, czy zagadnienia zmęczenia materiałów na pracę kablobetonowych belek podsuwnicowych powinny być przedmiotem dalszych badań i rozważań. Zagadnienia te mogą być szczególnie ważne w kontekście przedłużonego okresu trwałości kablobetonowych belek podsuwnicowych oraz sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających.

9. Podsumowanie

W oparciu o studia literaturowe oraz analizy zrealizowanych badań eksperymentalnych i symulacji numerycznych przeprowadzonych na bazie autorskiego modelu MES w ramach niniejszej pracy sformułowano następujące wnioski główne:

- 1) Możliwe jest przyczepnościowe przekazanie siły sprężającej z kabli wielodrutowych na element.

Kable wielodrutowe 12Ø5 mm typu Freyssinet, zastosowane w belkach podsuwnicowych z betonu prefabrykowanego wykazały możliwość przekazania siły sprężającej na element w sytuacji utraty zakotwienia kabla sprężającego, co potwierdziły wyniki badań eksperymentalnych opisanych w p. 4.2 niniejszej pracy. Wielkość przekazanej siły sprężającej oraz długość transmisji zależy przede wszystkim od jakości wykonanej iniekcji kanałów kablowych. Obserwowano różny zakres przekazania siły, od pełnego do jedynie częściowego przekazania, jednakże analiza zagadnienia (p. 6.1.2) wykazała, że w przypadku każdego badanego elementu przynajmniej 50% siły sprężającej w kablach tracących zakotwienie mechaniczne zostało przekazane na belkę.

Ponadto przekazanie siły sprężającej w sytuacji utraty zakotwienia kabla zostało opisane własnym analitycznym modelem inżynierskim, zawartym w p. 7.1 niniejszej pracy, który umożliwia obliczenie długości transmisji siły sprężającej.

- 2) Różne położenie obciążenia skupionego belki podsuwnicowej (wskaźnik a/d) wpływa na charakter pracy oraz na nośność graniczną kablobetonowych belek podsuwnicowych.

Jak pokazują badania eksperymentalne (p. 4.1) oraz symulacje numeryczne (p. 5), wraz ze wzrostem smukłości ścinania a/d maleje niszcząca siła ścinająca. Ponadto przy różnym wskaźniku a/d obserwuje się odmienny układ rys oraz typ zniszczenia danego elementu. W przypadku ścinania z niskim wskaźnikiem smukłości obserwowano charakterystyczną pracę rozporowo-ściągową elementów, natomiast obciążenie w dużej mierze było przenoszone bezpośrednio na podporę przez ściskany krzyżulec betonowy, którego zmiażdżenie, w większości przypadków, determinowało nośność na ścinanie. Natomiast przy ścinaniu z wysokim wskaźnikiem smukłości obserwowano klasyczną pracę belkową, a zniszczenie elementów miało charakter interakcji ścinania ze zginaniem.

- 3) Utrata zakotwienia górnego kabla sprężającego nie wpływa znacząco na pracę belek podsuwnicowych.

Zarówno badania belek z odciętym zakotwieniem górnego kabla sprężającego (p. 4.1.4) jak i odpowiadające modele numeryczne (p. 6.3.2) wskazały, że nośność elementu nie zmienia się znacząco w odniesieniu do badań referencyjnych. Obserwowano zmianę nośności w zakresie $\pm 4\%$, niezależnie od jakości iniekcji kanału kablowego z uszkodzonym zakotwieniem.

- 4) Utrata zakotwienia dolnych kabli sprężających istotnie wpływa na pracę belek podsuwnicowych.

Badania belek podsuwnicowych z dwoma odciętymi zakotwieniami kabli (p. 4.1.4) oraz odpowiadające modele numeryczne (p. 6.3) wykazały, że nośność tych elementów ulegała

istotnej redukcji w porównaniu z elementami referencyjnymi, mającymi w pełni sprawne zakotwienia mechaniczne. Zmiana nośności wyniosła od 28 do 50% w zależności od jakości iniekcji kanałów kablowych. W przypadku dobrej jakości iniekcji obserwowano mniejszą redukcję nośności, a zmiana ta była większa dla schematów statycznych o mniejszych smukłościach ścinania a/d . W sytuacji złej jakości iniekcji redukcja nośności elementów sięgała do 50% i praktycznie nie była zależna od smukłości ścinania.

5) Stopień zbrojenia poprzecznego nie wpływa znacząco na pracę belek podsuwnicowych.

Analiza wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego (p. 5.7.1), przeprowadzona w ramach badań numerycznych wykazała, że w elementach zbrojonych strzemionami, stopień zbrojenia poprzecznego praktycznie nie zmienia charakteru ich pracy. Różnice nośności elementów z referencyjnym stopniem zbrojenia poprzecznego, w odniesieniu do elementów ze stopniem zbrojenia zredukowanym o połowę (minimalny stopień zbrojenia strzemionami), wyniosły średnio nie więcej niż 2%. Strzemiona w modelach numerycznych osiągały naprężenia rzędu granicy plastyczności po przekroczeniu zarysowania ukośnego, jednak naprężenia w żadnym przypadku nie osiągnęły wytrzymałości na rozciąganie stali, zastosowanej na strzemiona. Potwierdzają to również obserwację z badań eksperymentalnych (p. 4.1), gdzie w przypadku żadnego elementu, pomimo niskiego stopnia zbrojenia poprzecznego belek, nie stwierdzono zerwania żadnego ze strzemion. Ponadto nie zaobserwowano typu zniszczenia bezpośrednio związanego z uplastycznieniem strzemion.

Można zatem uznać, że minimalny stopień zbrojenia poprzecznego obserwowany w badanych belkach podsuwnicowych jest w stanie zapewnić ich dalszą bezpieczną pracę.

6) Belki podsuwnicowe, nawet w sytuacji niepewności zakotwień wybranych kabli sprężających, sygnalizują nadchodzące zniszczenie dla wszystkich analizowanych przypadków położenia obciążenia, stopnia zbrojenia poprzecznego oraz lokalizacji uszkodzonych zakotwień i jakości iniekcji kanałów kablowych.

Badane belki podsuwnicowe (p. 4.1), przed utratą nośności, w każdym przypadku sygnalizowały zniszczenie przez intensywny rozwój zarysowań oraz znaczny przyrost ugięć. Szerokości zarysowań w końcowej fazie pracy elementu często przekraczały kilkanaście milimetrów. Podobnie, strzałka ugięcia belki była wyraźnie widoczna, pomimo stosunkowo krótkiego przęsła jak na element sprężony. Zniszczenie elementów z odciętymi dwoma zakotwieniami dolnych kabli sprężających przebiegało najszybciej (szczególnie w przypadku złej jakości iniekcji B 3-2 – patrz fot. 35 i 37), jednakże nawet w tym przypadku rozwój zarysowań oraz przyrost ugięć sygnalizował wyczerpanie nośności belki (pierwsze rysy zainicjowało oddziaływanie obciążenia równego 58% obciążenia niszczącego). Analogiczne wnioski można wyciągnąć na podstawie obserwacji przeprowadzonych symulacji numerycznych (p. 6.3).

7) Opracowano własne analityczne modele obliczeniowe, przeznaczone do inżynierskiej analizy belek podsuwnicowych w sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających:

- model obliczeniowy długości transmisji siły sprężającej (p. 7.1),
- model obliczeniowy nośności na ścinanie, w sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających (p. 7.2).

Poniżej zestawiono wzory oraz podstawowe założenia dotyczące modeli analitycznych.

Model obliczeniowy długości transmisji siły sprężającej (opis – p. 7.1)

Długość transmisji siły sprężającej kabla sprężającego 12Ø5 mm w I poziomie dokładności, można obliczyć według wzoru (49). I poziom dokładności modelu analitycznego został skalibrowany na podstawie wyników niniejszej pracy, co umożliwi oszacowanie długości transmisji siły sprężającej przy braku dodatkowych informacji dotyczących analizowanych elementów.

W przypadku wykonania dodatkowych badań dotyczących wielkości rzeczywistej siły sprężającej w kablach, jakości iniekcji kanałów kablowych czy przyczepności zaczynu iniekcyjnego należy skorzystać z modelu analitycznego według wzoru (50) – II poziom dokładności obliczeń.

I poziom dokładności – poddany kalibracji dla kabla sprężającego 12Ø5 mm

$$l_{pt} = \beta \cdot \alpha_q \cdot \Phi_p \quad (49)$$

gdzie:

$\beta = 65$	współczynnik długości transmisji siły sprężającej
$\alpha_q = \underline{0,5}$ $\alpha_q = 1,0$	dla złej jakości iniekcji kanałów kablowych dla dobrej jakości iniekcji kanałów kablowych
$\Phi_p = 17,3 \text{ mm}$	dla kabla sprężającego 12Ø5 mm

Podkreślono wartości zalecane w przypadku braku dokładnych informacji

II poziom dokładności

$$l_{pt} = \alpha_2 \cdot \alpha_q \cdot \Phi_p \cdot \frac{\sigma_{pm}}{f_{b,eff}} \quad (50)$$

gdzie:

$\alpha_2 = 0,25$	dla drutów okrągłych tworzących kabel sprężający
$\alpha_q = \frac{n_b}{n}$ $P_{me} = P_{mt} \cdot \alpha_q$ $P_{ml} = P_{mt} \cdot (1 - \alpha_q)$	współczynnik uwzględniający jakość iniekcji, n_b – liczba drutów z pełną przyczepnością iniekcji n – liczba wszystkich drutów tworzących kabel P_{me} – siła sprężająca efektywnie przekazana na element P_{ml} – siła sprężająca bezpowrotnie utracona
$\Phi_p = \Phi \cdot \sqrt{n}$ $\Phi_p = 17,3 \text{ mm}$	dla kabla n - drutowego, o średnicy drutów Φ dla kabla sprężającego 12Ø5 mm
σ_{pm}	wartość naprężenia kabla sprężającego
$f_{b,eff}$	wartość efektywnego naprężenia przyczepności

Wartość dolną oraz górną długości transmisji siły sprężającej należy wyznaczyć odpowiednio ze wzorów: $l_{pt1} = 0,8 l_{pt}$ oraz $l_{pt2} = 1,2 l_{pt}$, na podstawie wartości średniej l_{pt} .

Model obliczeniowy nośności strefy ścinania, w sytuacji utraty zakotwień kabli sprężających (opis – p. 7.2)

Nośność na ścinanie określa wzór (51), którego dane wejściowe to wytrzymałość betonu na ściskanie, stopień zbrojenia podłużnego (pasywnego i sprężającego), wskaźnik smukłości d/a oraz nośność wynikająca z efektu sprężenia.

$$V_R = (0,16\sqrt{f_c} + 17\rho_{sl} \cdot \frac{d}{a} + V_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (51)$$

gdzie:

f_c	wartość wytrzymałości betonu na ściskanie, wyrażona w [MPa], nie przekraczająca wartości $f_c \leq 69 \text{ MPa}$
$\rho_{sl} = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$	stopień rozciąganego zbrojenia podłużnego dla zbrojenia pasywnego oraz sprężającego, zakotwionego w półce dolnej W przypadku braku zakotwienia mechanicznego, pole przekroju kabla należy pominąć.
d/a	wysokość użyteczna elementu sprężonego oraz odległość od podpory do miejsca przyłożenia obciążenia, $d/a \geq 1,0$
$V_{cp} = 0,25 \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp}^*)$	uwzględnienie wpływu naprężeń ściskających od sprężenia
$\sigma_{cp}^* = \left(\frac{l_x}{l_{pt}}\right) \cdot \frac{P_{me}}{A_{cs}} \cdot n_u$ $\sigma_{cp} = \frac{P_{mt}}{A_{cs}} \cdot (n_p - n_u)$ n_u – liczba kabli bez zakotwienia n_p – całkowita liczba kabli	P_{me} oznacza siłę sprężającą efektywnie przekazaną na beton dla kabla z uszkodzonym zakotwieniem, l_{pt} oznacza średnią długość transmisji siły sprężającej według (49) lub (50), natomiast l_x oznacza odległość od początku długości transmisji do rozważanego przekroju $l_x \leq l_{pt}$. W przypadku naprężeń dla kabli zakotwionych mechanicznie uwzględnia się pełne oddziaływanie siły sprężającej P_{mt} dla pozostałych kabli zakotwionych mechanicznie.
b_w d	średnia szerokość środnika oraz wysokość użyteczna elementu wyrażone w [mm]
V_R	wartość nośności na ścinanie, wyrażona w [N]

W celu określenia nośności na ścinanie z wysokim wskaźnikiem smukłości $a/d \geq 2,0$; zaproponowano hipotezę określającą wykorzystanie nośności, z uwzględnieniem interakcji ścinania i zginania. Kryterium zniszczenia (52) jest określone przez wykorzystanie nośności strefy ścinania V_R według wzoru (51) oraz wykorzystanie nośności na zginanie M_R , którą w przypadku utraty zakotwienia poszczególnych kabli sprężających należy obliczyć z uwzględnieniem współczynnika jakości iniekcji kanałów kablowych α_q – szczegółowe informacje zawarto w podrozdziale 7.2 niniejszej pracy.

Wykorzystanie nośności na ścinanie oraz na zginanie jest skalowane zależnie od smukłości ścinania rozważanego schematu statycznego przez odpowiednie współczynniki wagowe (d/a) oraz $(1 - d/a)$.

$$\frac{d}{a} \cdot \frac{V}{V_R} + \left(1 - \frac{d}{a}\right) \frac{M}{M_R} \leq 1,0 \quad (52)$$

gdzie:

V, M	oznacza współdziałającą siłę poprzeczną i moment zginający w analizowanym przekroju
V_R, M_R	oznacza nośność odpowiednio na ścinanie oraz zginanie elementu, w sytuacji utraty zakotwienia kabli sprężających

Sugerowane kierunki dalszych badań:

- Wpływ interakcji ścinania, skręcania i ukośnego zginania na nośność graniczną belek podsuwnicowych oraz na wtórne zakotwienie kabli z uszkodzonymi zakotwieniami.
- Wpływ cykliczności obciążeń, oddziaływujących w obu płaszczyznach, na nośność belek podsuwnicowych oraz na wtórne zakotwienie kabli z uszkodzonymi zakotwieniami.

- Analiza pozostałych przypadków lokalizacji uszkodzonych zakotwień kabli sprężających, np. niesymetryczne przypadki utraty zakotwień kabli sprężających.
- Analiza efektywności wzmocnienia belki podsuwnicowej w sytuacji niepewności zakotwienia kabli sprężających.

Literatura

- [1] Z. Zieliński, *Prefabrykowane betonowe dźwigary sprężone*. Warszawa: Arkady, 1962.
- [2] J. Hulimka, „O stosowanych w Polsce nietypowych rozwiązaniach dachowych dźwigarów kablobetonowych”, *Przegląd Budowlany*, nr R. 90, 7-8, s. 70–74, 2019.
- [3] Z. Zieliński i A. Masłowski, „Pierwsze w Polsce zastosowanie kablobetonu w budownictwie przemysłowym”, *Budownictwo Przemysłowe*, nr 4, 1954.
- [4] BISTYP, *Katalog projektów konstrukcji sprężonych*. Warszawa, 1954.
- [5] *Uchwała nr 419 Rady Ministrów z dnia 9 listopada 1957 r. w sprawie gospodarowania stalą*. Rada Ministrów, Warszawa, 1957.
- [6] J. Hulimka, *Kablobetonowe dźwigary prętowe w obiektach budowlanych. Doświadczenia w zakresie diagnostyki i eksploatacji*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2019.
- [7] Z. Zieliński, „Typowe i powtarzalne przekrycia hal przemysłowych z betonu sprężonego”, *Konstrukcje sprężone w budownictwie przemysłowym. Referaty.*, BISTYP, Warszawa 1955.
- [8] Z. Zieliński, „Typowe belki podsuwnicowe z betonu sprężonego”, *Inżynieria i Budownictwo*, t. 2 (14), 1961.
- [9] S. Kajfasz, „Konstrukcje z betonu sprężonego w planie postępu techniki”, *Konstrukcje sprężone w budownictwie przemysłowym. Referaty.*, BISTYP, Warszawa 1955.
- [10] J. Hulimka, „Historia stosowania dachowych dźwigarów kablobetonowych w obiektach przemysłowych na terenie Polski”, *KS2018: Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone*, Kraków, 2018, s. 95–98.
- [11] R. Sieńko, „Stany graniczne dachowych dźwigarów kablobetonowych po wieloletniej eksploatacji”, *Praca Doktorska*, Politechnika Krakowska. Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Kraków, 2005.
- [12] L. Runkiewicz i W. Mroczkowski, „Ocena wytrzymałościowa dachowych dźwigarów sprężonych z betonu w czasie eksploatacji”, *Przegląd Budowlany*, nr 4, s. 163–166, 1989.
- [13] G. N. J. Kani, „The Riddle of Shear Failure and its Solution”, *ACI Journal Proceedings*, t. 61, nr 4, s. 1587–1636, 1964, doi: DOI:10.14359/7791.
- [14] M. K. Johnson i J. A. Ramirez, „Minimum shear reinforcement in beams with higher strength concrete”, *ACI Structural Journal*, t. 86, nr 4, s. 376–382, 1989.
- [15] M. P. Collins i D. Kuchma, „How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?”, *ACI Structural Journal*, t. 96, nr 4, s. 482–490, 1999.
- [16] G. Ozebe, U. Ersoy, i T. Tankut, „Evaluation of minimum shear reinforcement requirements for higher strength concrete”, *ACI Structural Journal*, t. 96, nr 3, s. 361–368, 1999.

- [17] A. Hillerborg, M. Modéer, i P.-E. Petersson, „Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements”, *Cement and Concrete Research*, t. 6, nr 6, s. 773–781, 1976, doi: 10.1016/0008-8846(76)90007-7.
- [18] D. Angelakos, E. C. Bentz, i M. P. Collins, „Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members”, *Structural Journal*, t. 98, nr 3, s. 291–300, 2001.
- [19] A. H. Shuaib i D. M. Lue, „Flexure-Shear Interaction of Reinforced High Strength Concrete Beams”, *ACI Structural Journal*, t. 84, nr 4, 1987, doi: 10.14359/1662.
- [20] F. Leonhardt i R. Walther, „Beitrage zur behandlung der schubprobleme im stahlbetonbau”, *Beton und stahlbetonbau*, t. 57, s. 54–64, 1962.
- [21] R. J. Frosch, „Behavior of large-scale reinforced concrete beams with minimum shear reinforcement”, *ACI Structural Journal*, t. 97, nr 6, s. 814–820, 2000.
- [22] M. P. Collins, E. C. Bentz, i E. G. Sherwood, „Where is shear reinforcement required? Review of research results and design procedures”, *Structural Journal*, t. 105, nr 5, s. 590–600, 2008.
- [23] J.-Y. Lee i U.-Y. Kim, „Effect of longitudinal tensile reinforcement ratio and shear span-depth ratio on minimum shear reinforcement in beams”, *ACI Structural Journal*, t. 105, nr 2, s. 134–144, 2008.
- [24] F. Cavagnis, M. Fernández Ruiz, i A. Muttoni, „An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements”, *Structural Concrete*, t. 19, nr 1, s. 49–64, 2018, doi: 10.1002/suco.201700145.
- [25] M. Słowik, *Nośność na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego*. Lublin: Politechnika Lubelska, 2016.
- [26] C. R. Ribas González i M. Fernández Ruiz, „Influence of flanges on the shear-carrying capacity of reinforced concrete beams without web reinforcement”, *Structural Concrete*, t. 18, nr 5, s. 720–732, 2017, doi: doi.org/10.1002/suco.201600172.
- [27] T. Zsutty, „Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data”, *ACI Journal*, t. 65, nr 11, s. 943–951, 1968.
- [28] T. Jayasinghe, T. Gunawardena, i P. Mendis, „A comparative study on minimum shear reinforcement provisions in codes of practice for reinforced concrete beams”, *Case Studies in Construction Materials*, t. 15, s. e00617, 2021, doi: 10.1016/j.cscm.2021.e00617.
- [29] M. Słowik, „Shear Failure Mechanism in Concrete Beams”, *Procedia Materials Science*, t. 3, s. 1977–1982, 2014, doi: 10.1016/j.mspro.2014.06.318.
- [30] B. A. Podgorniak-Stanik, „The influence of concrete strength, distribution of longitudinal reinforcement, amount of transverse reinforcement and member size on shear strength of reinforced concrete members”, University of Toronto, Toronto, 1998.
- [31] W. Derkowski, P. Sokal, S. Kańka, i T. Stryszewska, „Kablobetonowe belki podsuwnicowe po 50 latach eksploatacji”, *Przegląd Budowlany*, nr 4, s. 28–32, 2014.
- [32] P. Huber, T. Huber, i J. Kollegger, „Shear transfer actions in reinforced and prestressed beams with no stirrups or a small number of stirrups”, *Towards a rational understanding of shear in beams and slabs - fib Bulletin No. 85*, Switzerland, 2016, s. 33–49.
- [33] P. Huber, T. Huber, i J. Kollegger, „Shear behavior of post-tensioned concrete beams with a low amount of transverse reinforcement”, *Performance-based approaches for concrete structures*, E212-02 - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau, 2016.
- [34] E. I. Sagan i R. J. Frosch, „Influence of Flexural Reinforcement on Shear Strength of Prestressed Concrete Beams.”, *ACI Structural Journal*, t. 106, nr 1, 2009.
- [35] P. Huber, M. Vill, A. Schweighofer, i J. Kollegger, „Full-scale shear tests on post-tensioned bridge girders of existing bridges”:, *Structural Concrete*, t. 19, nr 1, s. 5–15, 2018, doi: 10.1002/suco.201700123.

- [36] G. Schacht, G. Bolle, i St. Marx, „Experimental in-situ investigation of the shear bearing capacity of pre-stressed hollow core slabs”, *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV*, 1. wyd., F. Dehn, H.-D. Beushausen, M. G. Alexander, i P. Moyo, Red. CRC Press, 2015, s. 191. doi: 10.1201/b18972-120.
- [37] Z. Jamroży, *Technologia spulchnionego zaczynu do wypełniania kanałów w konstrukcjach kablobetonowych*, Zeszyt Naukowy Nr 24. Politechnika Krakowska, 1968.
- [38] S. Wood, C. McKinstry, i J. Lee, „Residual Tensile Capacity of Grouted Post-Tensioned Tendons”, *ACI Structural Journal*, t. 110, nr 6, s. 1099–1107, 2013.
- [39] E. Zghayar, K. Mackie, Z. Haber, i W. Potter, „Secondary Anchorage in Post-Tensioned Bridge Systems”, *ACI Structural Journal*, t. 110, nr 4, s. 629–638, 2013.
- [40] O. Asp, J. Tulonen, L. Kuusisto, i A. Laaksonen, „Bond and re-anchoring tests of post-tensioned steel tendon in case of strand failure inside cement grouting with voids”, *Structural Concrete*, t. 22, nr 4, s. 2373–2390, 2021, doi: 10.1002/suco.202000351.
- [41] P. M. Ferguson, „Bond Stress - The State of the Art. Report by ACI Committee 408”, *ACI Journal*, t. 63, nr 11, 1966.
- [42] E. Hoyer i E. Friedrich, „Beitrag Zur Frage der Hafspannung in Eisenbetonbauteilen”, *Beton and Eisen*, t. 38, nr 6, s. 107–110, 1939.
- [43] A. Mazkewitsch i A. Jaworski, „The Adhesion between Concrete and Formwork”, *Adhesion between polymers and concrete: Bonding · Protection · Repair*, H. R. Sasse, Red. Boston, MA: Springer US, 1986, s. 67–72. doi: 10.1007/978-1-4899-3454-3_7.
- [44] D. Abrams, „Tests of bond between concrete and steel”, *University Illinois Bulletin*, Bulletin no. 71 Engineering Experiment Station, nr XI (15), s. 246, 1913.
- [45] M. Dyba i W. Derkowski, „Bond stresses between concrete and prestressing in pre-tensioned elements – state of the art”, *Cement Wapno Beton*, t. R. 21/83, nr 5, s. 358–368, 2018.
- [46] P. Stroeven i G. de Wind, „Structural and mechanical aspects of debonding of a steel bar from cementitious matrix”, *Bond in Concrete. Applied Science Publishers*, s. 40–50, 1982.
- [47] R. W. Barnes, J. W. Grove, i N. H. Burns, „Experimental Assessment of Factors Affecting Transfer Length”, *ACI Structural Journal*, t. 100, nr 6, 2003, doi: 10.14359/12840.
- [48] B. W. Russell i N. H. Burns, „Design guidelines for transfer, development and debonding of large diameter seven wire strands in pretensioned concrete girders”, Austin: University of Texas Report No. 1210-5F, 1993.
- [49] J. R. Janney, „Nature of Bond in Pretensioned Prestressed Concrete”, *ACI Journal Proceedings*, t. 50, nr 9, s. 717–736, 1954.
- [50] V. Briere, K. A. Harries, J. Kasan i C. Hager, „Dilation behavior of seven-wire prestressing strand – The Hoyer effect”, *Construction and Building Materials*, t. 40, s. 650–658, 2013, doi: doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.064.
- [51] S. Hong i S.-K. Park, „Uniaxial Bond Stress-Slip Relationship of Reinforcing Bars in Concrete”, *Advances in Materials Science and Engineering*, t. 2012, s. 328570, 2012, doi: 10.1155/2012/328570.
- [52] S. J. Hosseini, K. Koushfar, A. B. A. Rahman, i M. Razavi, „The bond behaviour in reinforced concrete, state of the art”, *Cement, Wapno, Beton*, t. 81, nr 2, s. 93–105, 2014.
- [53] R. Tepfers, Z. Achillides, A. Azizinamini, G. L. Balázs, i A. Bigaj-van-Vilet, *fib Bulletin No. 10 - Bond of reinforcement in concrete*. International Federation for Structural Concrete, 2000.
- [54] J. Cairns, G. L. Balázs, R. Eligehausen, i S. Lettow, *fib Bulletin No. 72 - Bond and anchorage of embedded reinforcement*. International Federation for Structural Concrete, 2014.

- [55] T. Mostafa i P. Zia, „Development Length of Prestressing Strands”, *PCI Journal*, t. 22, nr 5, s. 54–65, 1977, doi: 10.15554/pcij.09011977.54.65.
- [56] S.-J. Jeon, H. Shin, S.-H. Kim, S. Y. Park, i J.-M. Yang, „Transfer Lengths in Pretensioned Concrete Measured Using Various Sensing Technologies”, *Int J Concr Struct Mater*, t. 13, nr 1, s. 43, 2019, doi: 10.1186/s40069-019-0355-y.
- [57] A. Azizinamini, M. Stark, J. Roller, i S. K. Ghosh, „Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in high strength concrete”, *ACI Structural Journal*, t. 90, s. 554–561, 1993.
- [58] B. W. Russell, „Impact of High Strength Concrete on the Design and Construction of Pretensioned Girder Bridges”, *PCI Journal*, t. 39, nr 4, s. 76–89, 1994, doi: 10.15554/pcij.07011994.76.89.
- [59] M. Harajli, „Comparison of Bond Strength of Steel Bars in Normal and High-Strength Concrete”, *Journal of Materials in Civil Engineering - J MATER CIVIL ENG*, t. 16, 2004, doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:4(365).
- [60] A. Dancygier, A. Katz, i U. Wexler, „Bond between deformed reinforcement and normal and high-strength concrete with and without fibers”, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, t. 43, s. 839–856, 2010, doi: 10.1617/s11527-009-9551-6.
- [61] M. Alkaysi i S. El-Tawil, „Factors affecting bond development between Ultra High Performance Concrete (UHPC) and steel bar reinforcement”, *Construction and Building Materials*, t. 144, s. 412–422, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.091.
- [62] S. Khaksefidi, M. Ghalehnovi, i J. de Brito, „Bond behaviour of high-strength steel rebars in normal (NSC) and ultra-high performance concrete (UHPC)”, *Journal of Building Engineering*, t. 33, s. 101592, 2021, doi: 10.1016/j.job.2020.101592.
- [63] M. Dyba, „Wpływ parametrów technologicznych na przyczepność betonu wysokowartościowego do stalowych splotów sprężających : praca doktorska”, Praca Doktorska, Politechnika Krakowska. Wydział Inżynierii Lądowej, Kraków, 2014.
- [64] E. Jaromska, „Wpływ długości transmisji siły naciągowej i rozstawu cięgien sprężających na stan odkształcenia w strunobetonowej tarczy z betonu wysokiej wytrzymałości”, Praca Doktorska, Politechnika Krakowska. Wydział Inżynierii Lądowej, Kraków, 2015.
- [65] A. Seruga, „Zależność naprężenie przyczepności-poślizg betonu do zbrojenia w elementach strunobetonowych z betonów wysokowartościowych”, *KS2018: Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone*, Kraków, 2018, s. 25–51.
- [66] R. J. Peterman, „The Effects of As-Cast Depth and Concrete Fluidity on Strand Bond”, *PCI Journal*, t. 52, nr 3, s. 72–101, 2007, doi: 10.15554/pcij.05012007.72.101.
- [67] P. G. Gambarova i G. P. Rosati, „Bond and splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role”, *Magazine of Concrete Research*, t. 49, nr 179, s. 99–110, 1997, doi: 10.1680/mac.1997.49.179.99.
- [68] J. Kannel, C. French, i H. Stolarski, „Release Methodology of Strands to Reduce End Cracking in Pretensioned Concrete Girders”, *PCI Journal*, t. 42, nr 1, s. 42–54, 1997, doi: 10.15554/pcij.01011997.42.54.
- [69] P. G. Gambarova i G. P. Rosati, „Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out”, *Materials and Structures*, t. 29, nr 5, s. 267–276, 1996, doi: 10.1007/BF02486361.
- [70] H. Lin i in., „State-of-the-art review on the bond properties of corroded reinforcing steel bar”, *Construction and Building Materials*, t. 213, s. 216–233, 2019, doi: doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.077.
- [71] C. Dang, C. Murray, R. Floyd, W. Hale, i J. Martí-Vargas, „A Correlation of Strand Surface Quality to Transfer Length”, *ACI Structural Journal*, t. 111, s. 1245–1252, 2014, doi: 10.14359/51686925.

- [72]D. R. Logan, „Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications”, *PCI Journal*, t. 42, nr 2, s. 52–90, 1997, doi: 10.15554/pcij.03011997.52.90.
- [73]T. Cousins, J. Stallings, i M. Simmons, „Reduced strand spacing in pretensioned, prestressed members.”, *ACI Structural Journal*, t. 91 (3), s. 277–286, 1994.
- [74]S. J. Hosseini, K. Koushfar, A. B. A. Rahman, i M. Razavi, „Harmony of bond behavior in reinforced concrete, Part two”, *Cement, Wapno, Beton*, t. 81, nr 6, s. 384–395, 2014.
- [75]G. L. Balázs, „Transfer Control of Prestressing Strands”, *PCI Journal*, t. 37, nr 6, s. 60–71, 1992, doi: 10.15554/pcij.11011992.60.71.
- [76]B.-H. Oh, E.-S. Kim, i Y.-C. Choi, „Derivation of Development Length in Pretensioned Prestressed Concrete Members”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, t. 12, nr 6, s. 3–11, 2000.
- [77]„Wytyczne do przyjmowania bezpiecznych długości zakotwień strun w elementach strunobetonowych”, *Inżynieria i Budownictwo*, t. 34-A, nr 11, 1954.
- [78]Z. Jamroży, „Spulchniony zaczyn do wypełniania kanałów w konstrukcjach sprężonych”, Praca Doktorska, Politechnika Krakowska. Wydział Budownictwa Lądowego, Kraków, 1962.
- [79]E. A. El-Zghayar, K. Mackie, i Z. B. Haber, „External post-tensioning anchorage”, *Florida. Dept. of Transportation Report, University of Central Florida*, nr BD550-11, 2011, doi: <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/21516>
- [80]BISTYP, *Zakotwienia w konstrukcjach sprężonych*, Biuro Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego. Warszawa, 1955.
- [81]T. Kluz, *Beton kablowy - projektowanie i wykonawstwo*. Warszawa: Budownictwo i architektura, 1956.
- [82]Z. Ćwiok i J. Zieliński, „Zakotwienia stożkowe w betonie kablowym”, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 9, s. 265–270, 1954.
- [83]J. Ciesielski i W. Ziobroń, „Doświadczenia z produkcji i zastosowania żelbetowych zakotwień w konstrukcjach kablobetonowych”, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2, s. 50–53, 1960.
- [84]K. Cieszyński, „Zakotwienia stożkowe kabli wielożyłowych dużej mocy”, *Wykonanie i ekonomika konstrukcji sprężonych w kraju. Referaty*, Politechnika Warszawska, Warszawa 1960.
- [85]S. Kajfasz, „Zagadnienia materiałowe i technologiczne betonów sprężonych”, *Budownictwo Przemysłowe*, nr 9, 1953.
- [86]J. Hulimka, „Zakotwienia w dźwigarach kablobetonowych KBO, KBOS i KBS”, *Przegląd Budowlany*, nr R. 93, 5-6, s. 64–69, 2022.
- [87]G. L. Balázs, „A historical review of shear”, *Shear and punching shear in RC and FRC elements - fib Bulletin No. 57*, International Federation for Structural Concrete, 2010, s. 1–13. doi: 10.35789/fib.BULL.0057.Ch01.
- [88]V. Sigrist i B. Hackbarth, „A structured approach to the design and analysis of beams in shear”, *Shear and punching shear in RC and FRC elements - fib Bulletin No. 57*, International Federation for Structural Concrete, 201n.e., s. 93–104, 2010.
- [89]J. A. Ramirez, M. P. Collins, D. Mitchell, i D. M. Rogowsky, „Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete”, *Journal of Structural Engineering, ACI 445R-99 Report*, t. 124, nr 12, 1998, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:12(1375).
- [90]J. Walraven, „Fundamental Analysis of Aggregate Interlock”, *Journal of the Structural Division*, t. 107, nr 11, s. 2245–2270, 1981.
- [91]M. Pejatovic i A. Muttoni, „Experimental investigation of dowel action using advanced measurement techniques”, *Structural analysis and design*, Rome, Italy, 2022, s. 573–580.

- [92] K. Kobayashi, „Effect of bond and dowel action on shear capacity of RC beams”, *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, 1992, s. 3101–3108.
- [93] R. C. Fenwick i T. Paulay, „Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams”, *Journal of the Structural Division*, t. 94, nr 10, s. 2325–2350, 1968, doi: 10.1061/JSDEAG.0002092.
- [94] S. Saatci i F. J. Vecchio, „Effects of shear mechanisms on impact behavior of reinforced concrete beams”, *ACI Structural Journal*, t. 106, nr 1, s. 78–86, 2009.
- [95] T. Godycki-Ćwirko, *Ścinanie w żelbecie*. Warszawa: Arkady, 1968.
- [96] G. N. J. Kani, „Basic Facts Concerning Shear Failure”, *ACI Journal*, t. 64, nr 3, s. 675–692, 1966.
- [97] I. A. Bukhari i S. Ahmad, „Evaluation of shear strength of high-strength concrete beams without stirrups”, *The Arabian Journal for Science and Engineering*, t. 33, nr 2B, s. 321–335, 2008.
- [98] M. V. F. Pastore i R. L. Vollum, „Shear enhancement in RC beams with stirrups simultaneously loaded within 2d and at 3d from supports”, *Engineering Structures*, t. 264, s. 114408, 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114408.
- [99] Kani, Huggins, i Wittkopp, *Kani on Shear in Reinforced Concrete*. University of Toronto, Canada, 1979.
- [100] R. N. Swamy, A. Andriopoulos, i D. Adepegba, „Arch Action and Bond in Concrete Shear Failures”, *Journal of the Structural Division*, t. 96, nr 6, s. 1069–1091, 1970, doi: 10.1061/JSDEAG.0002596.
- [101] Z. P. Bažant i M. T. Kazemi, „Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams Without Stirrups”, *ACI Structural Journal*, t. 88, nr 3, s. 268–276, 1991, doi: 10.14359/3097.
- [102] A. Carpinteri, „Size Effects on Strength, Toughness, and Ductility”, *Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE*, t. 115, nr 7, s. 1375–1392, 1989.
- [103] Z. P. Bažant i J.-K. Kim, „Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams”, *ACI Journal*, t. 81, nr 5, 1984, doi: 10.14359/10696.
- [104] H. Rüşch, F. R. Haugli, i H. Mayer, „Schubversuche an Stahlbeton Rechteckbalken mit gleichmässig verteilter Belastung”, *Deutscher Ausschus für Stahlbeton*, nr 145, s. 4–30, 1962.
- [105] Q. Yu, J.-L. Le, M. H. Hübner, R. Wendner, G. Cusatis, i Z. P. Bažant, „Comparison of main models for size effect on shear strength of reinforced and prestressed concrete beams”, *Structural Concrete*, t. 17, nr 5, s. 778–789, 2016, doi: 10.1002/suco.201500126.
- [106] S. Desai, „Influence of constituents of concrete on its tensile strength and shear carrying capacity”, *Magazine of Concrete Research*, t. 55, nr 1, s. 77–84, 2003, doi: 10.1680/mac.2003.55.1.77.
- [107] M. Słowik, „The influence of longitudinal reinforcement on shear failure mechanism in concrete beams”, *Eleventh International Symposium on Brittle Matrix Composites*, Warsaw, 2015, s. 441–450.
- [108] T. Godycki-Ćwirko, *Morfologia rys w konstrukcjach z betonu*. Białystok: Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, 1992.
- [109] M. Dyba, „Mechanizmy zniszczenia strefy przypodporowej przy ścinaniu w belkach strunobetonowych”, *KS2015 : Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone*, Kraków, 2016, s. 11.
- [110] J. Sokołowski, „Badania eksperymentalne strefy przypodporowej żelbetowych belek częściowo sprężonych”, *Praca Doktorska*, Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Gdańsk, 2010.
- [111] J. Sokołowski i M. Wesołowski, „Praca strzemion w elementach sprężonych w świetle badań eksperymentalnych”, *Przegląd Budowlany*, t. R. 81, nr 12, s. 30–33, 2010.

- [112] A. Muttoni i M. F. Ruiz, „Levels-of-Approximation Approach in Codes of Practice”, *Structural Engineering International*, t. 22, nr 2, s. 190–194, 2012, doi: 10.2749/101686612X13291382990688.
- [113] E. C. Bentz, F. J. Vecchio, i M. P. Collins, „Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements”, *ACI Structural Journal*, t. 103, nr 4, 2006, doi: 10.14359/16438.
- [114] A. Muttoni, J. Schwartz, i B. Thürlimann, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*. Basel: Birkhäuser Basel, 1996. doi: 10.1007/978-3-0348-9047-2.
- [115] V. Sigrist, E. Bentz, M. F. Ruiz, S. Foster, i A. Muttoni, „Background to the fib Model Code 2010 shear provisions – part I: beams and slabs”, *Structural Concrete*, t. 14, nr 3, s. 195–203, 2013, doi: <https://doi.org/10.1002/suco.201200066>.
- [116] A. Muttoni i J. Schwartz, „Behavior of beams and punching in slabs without shear reinforcement”, w *IABSE colloquium*, t. 62, 1991.
- [117] A. Muttoni i M. F. Ruiz, „Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width”, *ACI Structural Journal*, t. 105, nr 2, 2008, doi: 10.14359/19731.
- [118] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, i F. Cavagnis, „From detailed test observations to mechanical models and simple shear design expressions”, *Towards a rational understanding of shear in beams and slabs - fib Bulletin No. 85*, International Federation for Structural Concrete, 2018, s. 17–32. doi: 10.35789/fib.BULL.0085.Ch01.
- [119] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, i J. Sagaseta, „Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects”, *Engineering Structures*, t. 99, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.05.007.
- [120] E. Lantsoght, C. Veen, A. Boer, i J. Walraven, „Transition from one-way to two-way shear in slabs under concentrated loads”, *Magazine of Concrete Research*, t. 67, 2015, doi: 10.1680/macr.14.00124.
- [121] K. H. Reineck, „Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model”, *ACI Structural Journal*, t. 88, nr 5, s. 592–602, 1991.
- [122] M. Pejatovic, M. F. Ruiz, i A. Muttoni, „Shear design of reinforced concrete members based on stress fields: a unitary approach for slender and squat members”, *Paper under preparation*, 2022.
- [123] A. Muttoni, M. F. Ruiz, i M. Pejatovic, „Muttoni A, Fernandez Ruiz M, Pejatovic M. Background document to subsection 8.2.3: Members requiring design shear reinforcement. In: CEN/TC250/SC2/WG1/TG4 for prEN 1992-1-1:2020-11(D7), Report EPFL-IBETON 17-01-R1”; w *CEN/TC250/SC2/WG1/TG4 for prEN 1992-1-1:2020-11(D7), Report EPFL-IBETON 17-01-R1*, 2021.
- [124] E. Mörsch, „Reinforced concrete – Theory and application (Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung)”, *Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart*, s. 146–215, 1908.
- [125] H. Kupfer, „Extension of truss model by Mörsch by using the principle of minimal work of deformations (Erweiterung der Mörsch’ schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit)”, *Schear-Colloquium Stuttgart, Manuscript*, 1962.
- [126] R. Walther, „About the calculation of shear capacity of reinforced and prestressed concrete beams (Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken -Schubtheorie)”, *Beton- und Stahlbetonbau*, nr 11, s. 261–268, 1965.
- [127] F. Leonhardt i E. Mönig, *Lectures about reinforced concrete (Vorlesungen über Massivbau)*, Part 2. Springer, 1973.

- [128]B. Thürlimann, H. Bachmann, R. Kraus, R. Caflisch, i E. Heimgartner, „Shear tests on partially prestressed beams (Schubversuche an teilweise vorgespannten Balken)”, *Institut für Bautechnik ETH Zürich, Report Nr. 6504-2, 6504-3, 6504-5, 6504-6*, 1978.
- [129]M. F. Ruiz i A. Muttoni, „Shear Strength of Thin-Webbed Post-Tensioned Beams”, *ACI Structural Journal*, t. 105, nr 3, 2008.
- [130]K. Nagrodzka-Godycka i M. Hirsz, „Verification of Selected Calculation Methods Regarding Shear Strength in Reinforced and Prestressed Concrete Beams”, *International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM'2017*, 2017, t. 193, s. 136–143. doi: 10.1016/j.proeng.2017.06.196.
- [131]R. Kotynia i M. Kaszubska, „Analysis of selected shear strength models based on research of beams without stirrups”, *MATEC Web Conf.*, t. 323, s. 01012, 2020, doi: 10.1051/mateconf/202032301012.
- [132]M. P. Collins, D. Mitchell, P. Adebar, i F. J. Vecchio, „A general shear design method”, *ACI Structural Journal*, t. 93, nr 1, s. 36–45, 1996.
- [133]J. Walraven, „Residual shear bearing capacity of existing bridges”, *Shear and punching shear in RC and FRC elements - fib Bulletin No. 57*, International Federation for Structural Concrete, 2010, s. 129–138. doi: 10.35789/fib.BULL.0057.Ch08.
- [134]P. Bujňáková, „Anchorage System in Old Post-Tensioned Precast Bridges”, *Civil and Environmental Engineering*, t. 16, 2020, doi: 10.2478/cee-2020-0038.
- [135]D. Trejo, R. Pillai, M. B. Hueste, K. Reinschmidt, i P. Gardoni, „Parameters Influencing Corrosion and Tension Capacity of Post-Tensioning Strands”, *ACI Materials Journal*, t. 106, s. 144–153, 2009.
- [136]R. Pillai, M. B. Hueste, P. Gardoni, D. Trejo, i K. F. Reinschmidt, „Time-Variant Flexural Reliability of Posttensioned, Segmental Concrete Bridges Exposed to Corrosive Environments”, *Engineering Structures*, t. 32, s. 2596–2605, 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2010.04.032.
- [137]„Międzynarodowe zalecenia dotyczące iniekcji kanałów kablowych w elementach z betonu sprężonego”, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 5 (21), 1962.
- [138]B. Hansen, „Tendon failure raises questions about grout in posttensioned bridges”, *Civil Engineering, American Society of Civil Engineers*, t. 77, nr 11, s. 17–18, 2007.
- [139]A. Schokker, J. E. Breen, i M. Kreger, „Grouts for bonded post-tensioning in corrosive environments”, *ACI Materials Journal*, t. 98, nr 4, s. 296–305, 2001.
- [140]A. Jarominiak, „Zagrożenia mostów kablobetonowych powodowane wadliwym iniektem”, *Inżynieria i Budownictwo*, t. R. 75, nr 12, s. 564–570, 2019.
- [141]K. Lau, I. Lasa, i M. Paredes, „Corrosion failure of post-Tensioned tendons in presence of deficient grout”, *NACE - International Corrosion Conference Series*, 2013.
- [142]A. B. M. Abdullah, J. Bridge, N. Brenkus, i H. Hamilton, „Full-scale experimental investigation of wire breakage detection in deviated multi-strand tendon systems”, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, t. 6, 2016, doi: 10.1007/s13349-016-0158-7.
- [143]W. Ziobroń, „Statystyczna ocena nośności cięgien sprężających w konstrukcjach kablowych”, *Praca Doktorska, Politechnika Krakowska, Katedra Budownictwa Żelbetowego, Kraków*, 1964.
- [144]R. Sieńko i R. Szydłowski, „Badanie kablobetonowych dźwigarów dachowych KBOS-18 w trakcie symulacji korozyjnego pęknięcia cięgien”, *Badania Materiałów Budowlanych i Konstrukcji Inżynierskich*, Wrocław 2004.
- [145]Y. Yang, S. Li, S. Nagarajaiah, H. Li, i P. Zhou, „Real-Time Output-Only Identification of Time-Varying Cable Tension from Accelerations via Complexity Pursuit”, *Journal of Structural Engineering*, t. 142, nr 1:04015083, 2015, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001337.

- [146]J.-T. Kim, J.-H. Park, D.-S. Hong, H.-M. Cho, W.-B. Na, i J.-H. Yi, „Vibration and impedance monitoring for prestress-loss prediction in PSC girder bridges”, *Smart Structures and Systems*, t. 5, nr 1, s. 81–94, 2009, doi: 10.12989/sss.2009.5.1.081.
- [147]J. Yim *i in.*, „Field application of elasto-magnetic stress sensors for monitoring of cable tension force in cable-stayed bridges”, *Smart Structures and Systems*, t. 12, nr 3–4, s. 465–482, 2013, doi: 10.12989/sss.2013.12.3_4.465.
- [148]S. Chaki i G. Bourse, „Stress Level Measurement in Prestressed Steel Strands Using Acoustoelastic Effect”, *Experimental Mechanics*, t. 49, nr 5, s. 673–681, 2009, doi: 10.1007/s11340-008-9174-9.
- [149]H. M. Dwairi, M. C. Wagner, M. J. Kowalsky, i P. Zia, „Behavior of instrumented prestressed high performance concrete bridge girders”, *Construction and Building Materials*, t. 24, nr 11, s. 2294–2311, 2010, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.04.026.
- [150]N. Bagge, „Structural Assessment Procedures for Existing Concrete Bridges Experiences from failure tests of the Kiruna Bridge”, PhD Thesis, Luleå University of Technology, Luleå, 2017.
- [151]H. Abdel-Jaber i B. Glisic, „Monitoring of prestressing forces in prestressed concrete structures—An overview”, *Struct Control Health Monit*, s. e2374, 2019, doi: 10.1002/stc.2374.
- [152]Systemy wieloplotowych podwieszonych DYWIDAG -1414 Czujnik elastomagnetyczny DYNA Force™. DYWIDAG - Materiały.
- [153]J. T. Halsey i R. Miller, „Destructive Testing of Two Forty-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams”, *PCI Journal*, t. 41, nr 5, s. 84–93, 1996, doi: 10.15554/pcij.09011996.84.93.
- [154]A. Azizinamini, B. J. Keeler, J. Rohde, i A. B. Mehrabi, „Application of a New Nondestructive Evaluation Technique to a 25-Year-Old Prestressed Concrete Girder”, *PCI Journal*, t. 41, nr 3, s. 82–95, 1996, doi: 10.15554/pcij.05011996.82.95.
- [155]B. Kukay, P. J. Barr, M. W. Halling, i K. Womack, „Determination of the Residual Prestress Force of In-Service Girders Using Non-Destructive Testing”, *Structures Congress 2010*, s. 709–716, 2012, doi: 10.1061/41130(369)65.
- [156]S. A. Civjan, J. O. Jirsa, R. L. Carrasquillo, i D. W. Fowler, „Instrument to evaluate remaining prestress in damaged prestressed concrete bridge girders”, *PCI Journal*, t. 43, nr 2, s. 62–69, 1998.
- [157]D. Garber, J. Gallardo, D. Deschenes, i O. Bayrak, „Experimental Investigation of Prestress Losses in Full-Scale Bridge Girders”, *ACI Structural Journal*, t. 112, s. 553–564, 2015, doi: 10.14359/51687909.
- [158]N. Bagge, J. Nilimaa, i L. Elfgren, „In-situ methods to determine residual prestress forces in concrete bridges”, *Engineering Structures*, t. 135, s. 41–52, 2017, doi: doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.059.
- [159]C. Czaderski i M. Motavalli, „Determining the Remaining Tendon Force of a Large- Scale, 38-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Girder”, *PCI Journal*, t. 51, nr 4, s. 56–68, 2006.
- [160]A. Schweighofer, M. Vill, i J. Kollegger, „Ermittlung der vorhandenen Spannkraft in 50 Jahre alten Brückenträgern und Vergleich der Verluste nach EC2”, *Beton- und Stahlbetonbau*, t. 107, nr 2, s. 96–105, 2012, doi: 10.1002/best.201100066.
- [161]S. Pessiki, M. Kaczinski, i H. H. Wescott, „Evaluation of Effective Prestress Force in 28-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams”, *PCI Journal*, t. 41, nr 6, s. 78–89, 1996, doi: 10.15554/pcij.11011996.78.89.
- [162]J. Kral'ovanec, M. Moravčík, P. Bujňáková, i J. Jošt, „Indirect Determination of Residual Prestressing Force in Post-Tensioned Concrete Beam”, *Materials*, t. 14, nr 6, 2021, doi: 10.3390/ma14061338.

- [163]M. Słoński i M. Tekieli, „2D Digital Image Correlation and Region-Based Convolutional Neural Network in Monitoring and Evaluation of Surface Cracks in Concrete Structural Elements”, *Materials*, t. 13, nr 16, 2020, doi: 10.3390/ma13163527.
- [164]M. Tekieli, „A vision-based measurement system for the analysis of structural element deformation fields: doctoral thesis”, PhD Thesis, Politechnika Krakowska. Wydział Inżynierii Lądowej, Cracow, 2019.
- [165]W. Derkowski i R. Walczak, „Problem of condition assesment of precast, posttensioned concrete crane beams in an extended period of use”, *Proceedings of fib Symposium 2019*, Cracow, Poland, 2019.
- [166]R. Walczak, „Ścinanie belek sprężonych z niskim stopniem zbrojenia poprzecznego”, *Ujęcie aktualnych problemów inżynierii lądowej: prace naukowe doktorantów*, K. Gromysz, Red. W. Derkowski, (pro.), Gliwice: Wyd. Politechniki Śląskiej, 2019, s. 259–266.
- [167]W. Derkowski i R. Walczak, „Effect of shear span-to-depth ratio on posttensioned concrete crane beams shear capacity”, *MATEC Web Conference*, t. 323, s. 01019, 2020, doi: 10.1051/mateconf/202032301019.
- [168]R. Walczak i W. Derkowski, „Shear capacity tests of PC crane beams in uncertain prestressing tendons anchorage conditions”, *Proceedings of fib Congress 2022*, Oslo, Norway, 2022.
- [169]A. Barrias, J. R. Casas, i S. Villalba, „Distributed optical fibre sensors in concrete structures: Performance of bonding adhesives and influence of spatial resolution”, *Struct Control Health Monit*, t. 26, nr 3, s. e2310, 2019, doi: 10.1002/stc.2310.
- [170]W. Derkowski, R. Sieńko, R. Walczak, T. Howiacki, i Ł. Bednarski, „DFOS measurements for strain analysis of anchorage zone in 57-year-old posttensioned precast girder using static and high-frequency approach”, *Structural Concrete*, t. 22, nr 6, s. 3414–3429, 2021, doi:10.1002/suco.202100002.
- [171]R. Walczak, „Badanie długości transmisji dla kabla sprężającego w sytuacji utraty jego zakotwienia mechanicznego”, *Współczesne zagadnienia z inżynierii lądowej: prace naukowe doktorantów*, I. Pokorska-Silva, Red. W. Derkowski (pro.), Gliwice: Wyd. Politechniki Śląskiej, 2020, s. 339–346.
- [172]R. Walczak, „Transmission length test for prestressing cable after loss of mechanical anchorage”, *fib PhD Symposium 2020*, Paris, France, 2020.
- [173]T. Howiacki, „Analysis of cracks in concrete structures with the use of distributed optical fibre measurements”, PhD Thesis, Politechnika Krakowska. Wydział Inżynierii Lądowej, Cracow, 2022.
- [174]R. Walczak i W. Derkowski, „Pomiar sił sprężających w elemencie kablobetonowym”, *Przegląd Budowlany*, nr 5–6, s. 112–117, 2022.
- [175]A. Seruga, S. Kańka, i T. Lisowicz, „Moduł sprężystości betonów na kruszywie granitowym w świetle badań doświadczalnych”, *Czasopismo Techniczne. Budownictwo*, nr Z.4-B (R. 109, Z.21), s. 103–117, 2012.
- [176]W. Grzegorzewski, „I Krajowa Robocza Konferencja Naukowo-Techniczna na temat konstrukcji wstępnie sprężonych”, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 8, 1953.
- [177]A. Zybura, M. Jaśniok, i T. Jaśniok, *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych*, I., t. II. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2011.
- [178]U. Nürnberger, H.-W. Reinhardt, i J. Bastien, *fib Bulletin No. 49 - Corrosion protection of reinforcing steels*. International Federation for Structural Concrete, 2009.
- [179]T. Stryzewska i M. Dudek, „Selection of Method of Chemical Analysis in Measuring the Salinity of Mineral Materials”, *Materials*, t. 13, nr 3, s. 559, 2020, doi: 10.3390/ma13030559.
- [180]K. Maekawa, H. Okamura, i A. Pimanmas, *Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete*. CRC Press, 2003. doi: <https://doi.org/10.1201/9781482288087>

- [181]U. Häussler-Combe, „Finite Elements Overview”, *Computational Methods for Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, Ltd, 2014, s. 1–26. doi: 10.1002/9783433603611.ch1.
- [182]„Non-linear Finite Element Analysis”, *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, John Wiley & Sons, Ltd, 2012, s. 31–62. doi: doi.org/10.1002/9781118375938.ch2.
- [183]H. S. Müller, R. Breiner, i I. Anders, *fib Bulletin No. 70 - Code-type models for structural behaviour of concrete*. International Federation for Structural Concrete, 2013.
- [184]K. Maekawa, F. Vecchio, i S. Foster, *fib Bulletin No. 45 - Practitioner's guide to finite element modelling of reinforced concrete structures*. International Federation for Structural Concrete, 2008. doi: doi.org/10.35789/fib.BULL.0045
- [185]E. Hognestad, N. W. Hanson, i D. McHenry, „Concrete stress distribution in ultimate strength design”, *ACI*, t. 52, nr 12, s. 455–480, 1955.
- [186]D. J. Carreira i K.-H. Chu, „Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression”, *ACI Journal Proceedings*, t. 82, nr 6, 1985, doi: 10.14359/10390.
- [187]F. J. Vecchio i M. P. Collins, „The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear”, *ACI Journal*, t. 83, nr 22, s. 219–231, 1986.
- [188]F. J. Vecchio i M. P. Collins, „Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory”, *ACI Structural Journal*, t. 85, nr 3, s. 258–268, 1988.
- [189]K. Dörr, „Ein beitrag zur berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer berücksichtigung des verbundverhaltens”, PhD thesis, University of Darmstadt, Darmstadt, 1980.

Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, 2008.
- [N2] Pre-norma Konstrukcji Betonowych fib Model Code 2010 - Tom 1 i 2, Wydawnictwo Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2014.
- [N3] ACI-318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute, Detroit 2019.
- [N4] AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications, 6th Ed. Washington. DC, 2012.
- [N5] PN-57/B-03320. Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, 1957.
- [N6] PN-66/B-03320. Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, 1966.
- [N7] PN-B-03264:1976. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, 1976.
- [N8] PN-B-03264:1984. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, 1984.
- [N9] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, 2002.
- [N10] PN-EN 1168+A3:2011. Prefabrykaty z betonu - Płyty kanałowe, Polski Komitet Normalizacyjny, 2011.
- [N11] prEN 1992-1-1:2021 (E) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules – Rules for buildings, bridges and civil engineering structures, CEN, 2021.

- [N12] Instrukcja ITB nr 210/1977 Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu. ITB, Warszawa, 1977.
- [N13] PN-EN 12504-2:2002. Badania betonu w konstrukcjach - Część 2: Badanie nieniszczące - Oznaczanie liczby odbicia, Polski Komitet Normalizacyjny, 2002.
- [N14] Instrukcja ITB nr 209/1977 Instrukcja stosowania metody ultradźwiękowej do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji. ITB, Warszawa, 1977.
- [N15] PN-EN 12504-4:2005. Badania betonu - Część 4: Oznaczanie prędkości fali ultradźwiękowej, Polski Komitet Normalizacyjny, 2005.
- [N16] PN-EN 196-2:2006. Metody badania cementu - Część 2: Analiza chemiczna cementu, Polski Komitet Normalizacyjny, 2006.
- [N17] PN-EN 206+A2:2021-08. Beton - Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność, Polski Komitet Normalizacyjny, 2022

Spis rysunków i fotografii

Rys. 1. Zestawienie typowych belek podsuwnicowych [8].	s. 18
Fot. 1. Kablobetonowe belki podsuwnicowe wewnątrz hali przemysłowej.	s. 19
Fot. 2. Zewnętrzna estakada podsuwnicowa z belek kablobetonowych.	s. 19
Fot. 3. Zewnętrzna estakada podsuwnicowa nad stopniem wodnym.	s. 19
Fot. 4. a) Przekrój kabla 12Ø5 typu Freyssinet b) oraz jego typowe zakotwienie mechaniczne.	s. 21
Rys. 2. Naprężenie przyczepności w zależności od poślizgu [51].	s. 25
Rys. 3. Stan równowagi w wydzielonym fragmencie analizowanego pręta.	s. 26
Fot. 5. Kanał kablowy z pustką w przekroju (lewy) oraz jego schemat (prawy).	s. 34
Rys. 4. Detale katalogowe żelbetowych bloków i betonowych stożków kotwiących [86].	s. 35
Rys. 5. Detale katalogowe stalowych bloków i stożków kotwiących [86].	s. 36
Rys. 6. Koncepcje modelowe mechanizmów przenoszenia ścinania: a) praca belkowa, b) wspornikowa praca betonu, c) zazębiecie kruszywa, d) kołkowa praca zbrojenia, e) resztkowe naprężenia rozciągające w betonie w wierzchołku rysy, f) praca rozporowo-ściągową [26].	s. 37
Rys. 7. Udział poszczególnych mechanizmów przenoszenia naprężeń ścinających [24].	s. 38
Rys. 8. Podział elementów z uwagi na pracę przy ścinaniu ($a_1 \leq a_2 \leq a_3$) [25].	s. 40
Rys. 9. Nośność na ścinanie w zależności od a/d dla belek prostokątnych oraz teowych [100].	s. 40
Rys. 10. Schemat propagacji rys krytycznych przy ścinaniu dla belki prostokątnej i teowej: (a, b) rysy od zginania, (c, d) rozwój rys ukośnych, (e - g) zarysowanie przy zniszczeniu [26].	s. 41
Rys. 11. Podstawowe schematy zniszczenia strefy ścinania: a) niszczenie ścinająco-ściskające, b) ścinająco-zginające, c) ścinająco-poślizgowe oraz d) niszczenie w wyniku przecinania [95].	s. 43
Rys. 12. Analiza przekrojowa według CSCT: a) położenie przekroju kontrolnego, b) miarodajne odkształcenie, c) kryterium zniszczenia (40), d) udział poszczególnych mechanizmów przenoszenia ścinania [119].	s. 47
Rys. 13. Model grzebieniowy Kani'ego: a) schemat oddziaływań w belce z obciążeniem skupionym, b) uproszczony model wspornikowy pojedynczego zęba [120].	s. 47
Rys. 14. Udział betonu oraz strzemion w nośności strefy przyporowej wg (45) [123].	s. 49

Fot. 6. Zmiażdżenie krzyżulca betonowego [31].	s. 51
Rys. 15. Graficzna reprezentacja stanu technicznego konstrukcji budowlanej podlegającej degradacji nośności w czasie $R(t)$, przy zwiększających się obciążeniach $S(t)$ [133].	s. 53
Rys. 16. a) Metoda cięcia kabla, b) metoda cięcia otuliny betonowej, c) metoda wiercenia otworu, d) metoda obciążenia kabla [158], oraz metoda odpowiedzi konstrukcji: e) moment rysujący, f) moment dekompresji.	s. 57
Fot. 7. Prefabrykowane belki kablobetonowe przeznaczone do badań.	s. 58
Rys. 17. Belki przeznaczone do badań: a) przekrój, b) widok czoła.	s. 59
Rys. 18. Zbrojenie prefabrykowanego segmentu belki: a) profil podłużny b) widok od czoła elementu; c) przekrój przez przeponę końcową; d) przekrój przez środek segmentu [8].	s. 60
Fot. 8. Wcięcie technologiczne oraz otwory do mocowania szyny w górnej półce belki.	s. 60
Rys. 19. Szczegóły przymocowania szyny do belki podsuwnicowej [8].	s. 61
Fot. 9. Data produkcji jednego z badanych elementów 22.08.1962 r.	s. 61
Fot. 10. Data produkcji jednego z badanych elementów 10.07.1962 r.	s. 61
Rys. 20. Schemat stanowiska badawczego dla ścinania elementów przy małej smukłości.	s. 63
Rys. 21. Schemat stanowiska badawczego dla ścinania elementów przy dużej smukłości.	s. 63
Rys. 22. Schemat stanowiska badawczego dla trójpunktowego zginania z siłą w środku rozpiętości.	s. 63
Rys. 23. Wykres ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla belki B 3-0.	s. 65
Fot. 11. Pręt zbrojeniowy w półce górnej po wyboczeniu i odłupaniu otuliny.	s. 65
Fot. 12. Mapy zmian odkształceń ortogonalnych w momencie zarysowania styku.	s. 66
Fot. 13. Widok elementu B 3-0 a) bezpośrednio przed zniszczeniem; b) zniszczenie w strefie styku.	s. 67
Fot. 14. Mapy zmian odkształceń w kierunkach ortogonalnych w momencie poprzedzającym zniszczenie belki B 3-0 (odpowiadające fot. 13a).	s. 67
Fot. 15. Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 3-0.	s. 68
Rys. 24. Rozwój zarysowań w czasie badania – pomiar DIC.	s. 69
Rys. 25. Wykres obciążenie – zmiana odkształceń betonu dla belki B 3-0, zarejestrowana przez tensometr: a) na osi ściskanego krzyżulca betonowego; b) \perp do osi krzyżulca ściskanego.	s. 69
Fot. 16. Widok elementu B 2-0 a) przed zniszczeniem, b) po odciążeniu – zmiażdżenie betonu w strefie ściskanej oraz zwrot sprężysty i zaciśnięcie zarysowań.	s. 70
Fot. 17. Mapy głównych odkształceń dla belki B 2-0 odpowiadające fot. 16a.	s. 71
Rys. 26. Wykres ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla belki B 2-0.	s. 71
Fot. 18. Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 2-0.	s. 72
Rys. 27. Wykres obciążenie – zmiana odkształceń betonu dla belki B 2-0, zarejestrowana przez tensometr: a) na osi ściskanego krzyżulca betonowego; b) \perp do osi krzyżulca ściskanego.	s. 73
Fot. 19. Zniszczenie elementu B 1-0: a) zmiażdżenie ściskanego krzyżulca betonowego, b) deplanacja przekroju podporowego.	s. 74
Fot. 20. Tensometr rejestrujący odkształcenia w wydzielonym ściskanym krzyżulcu betonowym.	s. 74
Rys. 28. Wykres obciążenie – zmiana odkształceń betonu dla belki B 1-0, zarejestrowana przez tensometr: a) na osi ściskanego krzyżulca betonowego; b) \perp do osi krzyżulca ściskanego.	s. 75
Fot. 21. Stan zarysowań belki B 1-0 przy działaniu obciążenia 990 kN.	s. 75
Fot. 22. Mapy głównych odkształceń belki B 1-0 przy działaniu obciążenia 990 kN.	s. 75
Rys. 29. Wykres ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla belki B 1-0.	s. 76
Fot. 23. Widok strzemięcia w rejonie zmiażdżonego krzyżulca.	s. 76

- Fot. 24.** Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 1-0. s. 77
- Fot. 25.** Zniszczony ściskany krzyżulec betonowy – badanie **a)** B 1-1a; **b)** B 1-1b. s. 78
- Fot. 26. a)** Deplanacja czoła belki i przemieszczenie względem rysy ukośnej, **b)** strzemiona w rejonie zmiążdżonego krzyżulca – badanie B 1-1a. s. 79
- Fot. 27. a)** Widok krzyżulca i towarzyszących rys prostopadłych, **b)** strzemiona w rejonie zmiążdżonego krzyżulca – badanie B 1-1b. s. 79
- Rys. 30.** Zmiana odkształceń betonu krzyżulca ściskanego w zależności od obciążenia zewnętrznego podczas badania **a)** B 1-1a; **b)** B 1-1b. s. 80
- Fot. 28. a)** Czoło belki B 1-2 przed badaniem, **b)** poślizg kabli sprężających wraz z iniekcją cementową. s. 81
- Fot. 29. a)** Zerwany dolny pręt zbrojeniowy, **b)** zerwane druty kabli – badanie B 1-2. s. 81
- Fot. 30. a)** Zniszczenie ścinająco-poślizgowe w przypadku elementu B 1-2, **b)** zarysowania sygnalizujące zniszczenie belki. s. 82
- Fot. 31.** Mapy głównych odkształceń dla belki B 1-2 odpowiadające fot. 30b. s. 82
- Fot. 32.** Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 1-2. s. 83
- Fot. 33.** Zniszczenie ścinająco-zginające w przypadku elementu B 2-1a. s. 84
- Fot. 34.** Zniszczenie w wyniku zginania – badanie B 2-1b. s. 84
- Fot. 35.** Widok elementu B 3-2 **a)** bezpośrednio przed zniszczeniem, **b)** rozwój rysy krytycznej. s. 85
- Fot. 36.** Mapy głównych odkształceń dla belki B 3-2 przy oddziaływaniu obciążenia 406,1 kN. s. 85
- Rys. 31.** Wykres poślizg kabla – obciążenie zewnętrzne podczas obciążenia elementu B 3-2. s. 86
- Fot. 37.** Mapy zmian odkształceń rejestrowanych metodą DIC – rozwój zarysowań elementu B 3-2. s. 87
- Rys. 32.** Zestawienie wykresów ugięcia maksymalnego w funkcji obciążenia zewnętrznego dla wszystkich badanych belek. s. 88
- Rys. 33.** Schemat zarysowania elementów badanych w różnych schematach statycznych: **a)** ścinanie o niskiej smukłości (B 1), **b)** ścinanie o wysokiej smukłości (B 2), **c)** trójpunktowe zginanie (B 3). s. 89
- Rys. 34.** Maksymalne ugięcie belki w funkcji siły poprzecznej dla schematów: **a)** B 1; **b)** B 2; **c)** B 3. s. 90
- Fot. 38.** Widok typowej wiązki drutów tworzących kabel sprężający 12Ø5 mm. s. 91
- Rys. 35.** Schemat elementu badawczego B 1-0 z rozmieszczeniem punktów pomiarowych. s. 92
- Rys. 36.** Analizowany dźwigar kablobetonowy **a)** układ zakotwień (A-A, rys. 35); **b)** widok. s. 92
- Fot. 39.** Powierzchnia górna belki **a)** przed szlifowaniem i **b)** po szlifowaniu. s. 93
- Fot. 40.** Układ tensometrów elektrooporowych: **a)** schemat; **b)** widok z kablami sygnałowymi. s. 93
- Rys. 37.** Układ kanałów światłowodowych wraz z oznaczeniami, badanie B 1-0 (widok B-B, rys.35). s. 94
- Fot. 41. a)** Odcinanie zakotwienia przy użyciu piły tarczowej; **b)** widok odciętego zakotwienia kabla. s. 95
- Rys. 38.** Schemat elementu badawczego do badań długości transmisji siły sprężającej – odcięcie zakotwienia górnego kabla sprężającego (typ 1). s. 95
- Rys. 39.** Schemat elementu badawczego do badań długości transmisji siły sprężającej – odcięcie zakotwień dolnych kabli sprężających (typ 2). s. 95
- Rys. 40. a)** Odcinane zakotwienia (A-A); **b)** odwrócona belka przygotowana do badania – typ 2. s. 96
- Rys. 41.** Układ tensometrów oraz kanałów światłowodowych wraz z oznaczeniami, badanie typ 1 (widok B-B, rys. 38). s. 96
- Rys. 42.** Układ tensometrów oraz kanałów światłowodowych wraz z oznaczeniami, badanie typ 2 (widok B-B, rys. 39). s. 97
- Fot. 42.** Widok czoła kabla sprężającego. s. 97

Fot. 43. Przyjęta numeracja drutów sprężających.	s. 97
Fot. 44. Widok przekroju badanego elementu – niepełna iniekcja kanałów kablowych.	s. 98
Fot. 45. Otwarty kanał kablowy – niepełna iniekcja i odkryte druty sprężające.	s. 98
Rys. 43. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego S2. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.	s. 99
Rys. 44. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.	s. 99
Fot. 46. Obserwacja: a) zarysowania w rejonie ekstremum odkształceń oraz b) szerokości rysy, przy użyciu mikroskopu cyfrowego.	s. 100
Rys. 45. Mapa zmian odkształceń a) podłużnych; b) poprzecznych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.	s. 101
Rys. 46. Wizualizacja zmian odkształceń podłużnych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.	s. 101
Rys. 47. Wizualizacja zmian odkształceń poprzecznych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.	s. 102
Rys. 48. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika (P). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-0.	s. 102
Rys. 49. Wykres zmiany wartości odkształcenia podłużnego w czasie badania, zarejestrowanej w odległości 100 mm od czoła belki. Dynamiczny pomiar HF DOFS, badanie B 1-0.	s. 103
Rys. 50. Stan odkształceń podłużnych na długości włókna światłowodowego D1 przedstawione w sześciu krokach czasowych (porównaj z rys. 49). Dynamiczny pomiar HF DOFS, badanie B 1-0.	s. 103
Rys. 51. Wykres zmian odkształceń podłużnych w zależności od odległości od czoła belki. Tensometria elektrooporowa, badanie B 1-0.	s. 104
Rys. 52. Porównanie wykresów zmiany wartości odkształcenia podłużnego w czasie badania dla pomiaru tensometrii elektrooporowej i pomiaru HF DOFS. Badanie B 1-0.	s. 104
Fot. 47. Obecność wody wpływająca na pomiar DIC.	s. 105
Rys. 53. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 1-0.	s. 105
Rys. 54. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-1a.	s. 107
Rys. 55. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika (P). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-1a.	s. 107
Rys. 56. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w siedmiu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 1-1a.	s. 108
Rys. 57. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 1-1a.	s. 108
Rys. 58. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-1b.	s. 109
Rys. 59. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w sześciu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 1-1b.	s. 109
Rys. 60. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 1-1b.	s. 109
Rys. 61. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 2-1a.	s. 110
Rys. 62. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w sześciu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 2-1a.	s. 110
Rys. 63. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia – badanie B 2-1a.	s. 110

Rys. 64. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 2-1b.	s. 111
Rys. 65. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika (P). Statyczne pomiary DOFS, badanie B 2-1b.	s. 111
Rys. 66. Wykres zmian odkształceń podłużnych na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w sześciu krokach czasowych. Pomiary HF DOFS, badanie B 2-1b.	s. 112
Rys. 67. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia - badanie B 2-1b.	s. 112
Rys. 68. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Stan po odcięciu zakotwienia: a) kabla nr 1, b) kabla nr 2. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-2.	s. 113
Rys. 69. Wykresy względnych zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-2.	s. 114
Rys. 70. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika P. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 1-2.	s. 114
Rys. 71. Wykres zmian odkształceń na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w krokach czasowych. Stan podczas odcinania zakotwienia: a) kabla nr 1, b) kabla nr 2. Pomiary HF DOFS, badanie B 1-2.	s. 115
Rys. 72. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia dla: a) kabla nr 1, b) kabla nr 2 - badanie B 1-2.	s. 116
Rys. 73. Wykresy zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych (wszystkie kanały światłowodowe). Stan po odcięciu zakotwienia: a) kabla nr 1, b) kabla nr 2. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 3-2.	s. 117
Rys. 74. Wykresy względnych zmian odkształceń podłużnych na długości czujników światłowodowych. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 3-2.	s. 118
Rys. 75. Wykres zmian odkształceń zarejestrowanych wzdłuż czujnika P. Statyczne pomiary DOFS, badanie B 3-2.	s. 118
Rys. 76. Wykres zmian odkształceń na długości czujnika światłowodowego D1 przedstawiony w krokach czasowych. Stan podczas odcinania zakotwienia: a) kabla nr 1, b) kabla nr 2. Pomiary HF DOFS, badanie B 3-2.	s. 119
Rys. 77. Zestawienie wykresów zmian odkształceń podłużnych i poprzecznych wzdłuż badanego elementu po utracie zakotwienia dla: a) kabla nr 1, b) kabla nr 2 - badanie B 3-2.	s. 120
Rys. 78. Schemat stanowiska do badania siły sprężającej.	s. 122
Fot. 48. a) Tensometry przygotowane w punkcie pomiarowym; b) element z naciętą otuliną betonową po przeprowadzonym badaniu S-1a.	s. 122
Fot. 49. a) Przygotowanie kabla sprężającego; b) tensometry na powierzchni drutów dla badania S-1b.	s. 123
Rys. 79. a) Zredukowany przekrój elementu; b) lokalny efekt nacięcia otuliny betonowej.	s. 126
Rys. 80. Wybrane wyniki pomiarów tensometrycznych a) metoda seminiszcząca S-1a; b) metoda niszcząca S-1b.	s. 126
Fot. 50. Widok iniekcji kanałów kablowych w elemencie B 1-2, a) kanał nr 1; b) kanał nr 2.	s. 129
Fot. 51. Widok iniekcji kanałów kablowych w elemencie B 3-2, a) kanał nr 1; b) kanał nr 2.	s. 129
Fot. 52. Wyszczególnione obszary pomiarowe na powierzchni badanych elementach.	s. 130
Fot. 53. Widok próbek drutów $\varnothing 5$ tworzących kable sprężające.	s. 133
Fot. 54. Widok próbek gładkich prętów zbrojeniowych $\varnothing 16$.	s. 133
Fot. 55. Strzemiona uźebrowane $\varnothing 8$ a) w B 1-1a; b) próbki do badań materiałowych.	s. 134
Fot. 56. Widok próbki betonowej przygotowanej do badania – walec $\varnothing 100$ mm.	s. 134

Fot. 57. Pobieranie betonowych odwiertów rdzeniowych.	s. 134
Rys. 81. Zależność σ / ε dla badanej stali sprężającej ($n = 36$ próbek).	s. 135
Rys. 82. Zależność σ / ε dla badanej stali pasywnej ($n = 32$ próbki).	s. 136
Fot. 58. Obraz mikroskopowy struktury próbek w powiększeniu 100x dla a) B 1-2; b) B 3-2; c) B 2-1a oraz w powiększeniu 500x dla d) B 1-2; e) B 3-2; f) B 2-1a.	s. 139
Rys. 83. Analiza jakościowa EDS przy powiększeniu 100x dla a) B 1-2; b) B 3-2 oraz c) B 2-1a.	s. 140
Fot. 59. Rozkład powierzchniowy pierwiastków przy powiększeniu 2500x dla próbki B 1-2.	s. 143
Fot. 60. Rozkład powierzchniowy pierwiastków przy powiększeniu 2500x dla B 2-1a.	s. 144
Fot. 61. Rozkład powierzchniowy pierwiastków przy powiększeniu 2500x dla próbki B 3-2.	s. 145
Rys. 84. Zastosowana dyskretyzacja modelu numerycznego.	s. 147
Rys. 85. Definicje materiałów zaimplementowane w modelu MES: a) beton ściskany – idealna plastyczność; b) beton rozciągany – fib ModelCode 2010 [N2]; c) stal sprężająca – zależność dopasowana do badań; d) stal sprężająca – zależność wg badań; e) przyczepność stali sprężającej – Dörr [182]; f) początkowe parametry przyczepności (G) i (D).	s. 148
Rys. 86. Zakres otrzymanych z badań parametrów betonu: a) wytrzymałość na rozciąganie osiowe, b) energia pękania; w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie [176].	s. 150
Rys. 87. Porównanie wyników podstawowych modeli numerycznych z badaniami referencyjnymi.	s. 152
Rys. 88. Wielkość przekazanej siły sprężającej – kalibracja przyczepności stali sprężającej.	s. 153
Rys. 89. Kalibracja parametrów przyczepności dla dobrej (G) i złej (B) jakości iniekcji.	s. 154
Rys. 90. Zestawienie wyników modeli referencyjnych oraz modeli z dwoma odciętymi zakotwieniami kabli – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji: a) momentu zginającego; b) obciążenia zewnętrznego.	s. 156
Rys. 91. Zestawienie wykresów ugięcia w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 1,57$.	s. 157
Rys. 92. Zestawienie wykresów ugięcia w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 2,61$.	s. 157
Rys. 93. Zestawienie wykresów ugięcia w przekroju przyłożenia obciążenia zewnętrznego w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 3,66$.	s. 158
Rys. 94. Analiza wyników modeli, z różnym stopniem zbrojenia poprzecznego – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji momentu zginającego dla smukłości ścinania $a/d = 1,57$.	s. 159
Rys. 95. Analiza wyników modeli, z różnym stopniem zbrojenia poprzecznego – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji momentu zginającego dla smukłości ścinania $a/d = 2,61$.	s. 159
Rys. 96. Analiza wyników modeli, z różnym stopniem zbrojenia poprzecznego – ugięcie w środku rozpiętości w funkcji momentu zginającego dla smukłości ścinania $a/d = 3,66$.	s. 160
Rys. 97. Zestawienie maksymalnego naprężenia w strzemionach w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 1,57$.	s. 160
Rys. 98. Zestawienie maksymalnego naprężenia w strzemionach w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 2,61$.	s. 161
Rys. 99. Zestawienie maksymalnego naprężenia w strzemionach w funkcji maksymalnej siły tnącej dla modeli o smukłości ścinania $a/d = 3,66$.	s. 161
Rys. 100. Zestawienie wyników modeli referencyjnych oraz modeli z usuniętymi dwoma lub czterema zakotwieniami dolnych kabli sprężających w przypadku a) dobrej jakości iniekcji (G), b) złej jakości iniekcji (B).	s. 162
Rys. 101. Zestawienie wyników modeli referencyjnych oraz modeli z usuniętym jednym zakotwieniem górnego kabla sprężającego.	s. 163

- Rys. 102.** Zestawienie naprężeń na długości dolnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 1-0, **b)** N 1-2 G, **c)** N 1-2 B. s. 164
- Rys. 103.** Zestawienie naprężeń na długości dolnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 2-0, **b)** N 2-2 G, **c)** N 2-2 B. s. 165
- Rys. 104.** Zestawienie naprężeń na długości górnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 1-0, **b)** N 1-1 G, **c)** N 1-1 B. s. 166
- Rys. 105.** Zestawienie naprężeń na długości górnego kabla sprężającego dla różnych poziomów obciążenia zewnętrznego (P_{exp}) w przypadku: **a)** N 2-0, **b)** N 2-1 G, **c)** N 2-1 B. s. 167
- Rys. 106.** Niszcząca siła poprzeczna odniesiona do wskaźnika a/d badanych elementów. s. 169
- Rys. 107.** Niszczący moment zginający odniesiony do wskaźnika a/d badanych elementów. s. 170
- Rys. 108.** Moment zginający oraz siła tnąca w chwili pierwszego zarysowania przekroju. s. 171
- Rys. 109. a)** Ugięcie belki w funkcji maksymalnego momentu zginającego; **b)** powiększenie etapu przejścia w fazę pracy elementu zarysowanego. s. 172
- Rys. 110.** Zmiana odkształceń podłużnych betonu na długości badanych elementów, wywołana odcięciem zakotwienia kabla sprężającego. s. 173
- Rys. 111.** Znormalizowana zmiana odkształceń podłużnych betonu na długości badanych elementów: **a)** wykresy uzyskane z pomiarów, **b)** wykresy interpolacji wielomianowej. s. 174
- Rys. 112.** Znormalizowana wielkość przekazanej siły sprężającej na długości badanych elementów. s. 176
- Rys. 113.** Analizowane przekroje: **a)** wzdłuż wysokości elementu $b_w(y)$; **b)** wzdłuż długości l_x . s. 178
- Rys. 114.** Analiza przekrojowa według CSCT: **(a)** przekrój kontrolny, **(b)** analizowane włókna [26]. s. 179
- Rys. 115.** Analiza $V_{Rd,max}$ oraz $V_{Rd,c}$ w zależności od szerokości średnicy b_w . s. 179
- Rys. 116.** Analiza $V_{Rd,ct}(y)$ według II poziomu dokładności Model Code. s. 179
- Rys. 117.** Analiza $V_{Rd,s}$ oraz V_{Rd} w zależności od stopnia zbrojenia poprzecznego. s. 180
- Rys. 118.** Analiza $V_{Rd,max}$ oraz $V_{Rd,s}$ w zależności od kąta nachylenia krzyżulców ściskanych θ . s. 180
- Rys. 119.** Dokładność nośności na ścinanie obliczonych według podstawowych modeli analitycznych: **a)** V_{exp} / V_R oraz **b)** $V_{exp} / V_{Rd,max}$. s. 181
- Rys. 120.** Porównanie sił niszczących w funkcji a/d dla modeli numerycznych, zróżnicowanych stopniem zbrojenia poprzecznego: **a)** V_{max} oraz **b)** M_{max} . s. 182
- Rys. 121.** Porównanie sił niszczących w funkcji a/d dla modeli numerycznych, zróżnicowanych stopniem efektywnego sprężenia: **a)** V_{max} oraz **b)** M_{max} . s. 184
- Rys. 122.** Efektywny obwód kontaktowy dla dobrej jakości iniekcji (np. element B 1-2). s. 187
- Rys. 123.** Definicja współczynnika zależnego od jakości iniekcji kanałów kablowych. s. 188
- Rys. 124.** Kalibracja modelu obliczeniowego długości transmisji w przypadku: **(a)** złej oraz **(b)** dobrej jakości iniekcji kanałów kablowych. s. 189
- Rys. 125.** Wyznaczona długość transmisji siły sprężającej w przypadku: **(a)** złej oraz **(b)** dobrej jakości iniekcji kanałów kablowych – I poziom dokładności. s. 190
- Rys. 126.** Nośność strefy ścinania wyznaczona z proponowanego modelu analitycznego: **a)** w pełnym zakresie a/d oraz **b)** w zakresie miarodajnego zastosowania ($a/d \geq 2,0$). s. 192
- Rys. 127.** Analiza kryterium zniszczenia według proponowanej hipotezy: **a)** współczynniki wagowe w funkcji a/d ; **b)** wartość kryterium nośności dla elementu referencyjnego ze sprawnymi zakotwieniami, oraz **c)** wartość kryterium nośności dla elementu z odciętymi dwoma dolnymi zakotwieniami – przypadek złej jakości iniekcji kanałów kablowych. s. 193
- Rys. 128.** Wskazania hipotezy nośności w zestawieniu z wynikami badań. s. 194
- Rys. 129.** Nośność badanych elementów w odniesieniu do hipotezy nośności. s. 195

Spis tabel

Tabela 1. Parametry określające zależność naprężenie przyczepności - poślizg dla prętów żebrowanych [N2].	s. 28
Tabela 2. Parametry określające zależność naprężenie przyczepności - poślizg dla prętów gładkich [N2].	s. 28
Tabela 3. Bezpieczne długości zakotwienia strun dla przeniesienia naciągu (1471 MPa) [N5].	s. 30
Tabela 4. Bezpieczne długości zakotwienia strun dla przeniesienia siły zrywającej [N5].	s. 30
Tabela 5. Wartości współczynnika δ_v [N8].	s. 30
Tabela 6. Wartość współczynnika do określenia długości zakotwienia drutu i splotu [N6].	s. 30
Tabela 7. Współczynnik długości β_p zakotwienia drutów, splotów i prętów żebrowanych [N9].	s. 31
Tabela 8. Oznaczenie składników badanych zaczynów iniekcyjnych [37].	s. 31
Tabela 9. Obciążenie rysujące oraz niszczące dla belek zginanych w zależności od zastosowanego zaczynu iniekcyjnego [37].	s. 32
Tabela 10. Przyczepność zaczynu iniekcyjnego do drutu $\varnothing 5$ mm wyciskanego z próbki [37].	s. 32
Tabela 11. Przyczepność zaczynu iniekcyjnego wyciskanego z obudowy blaszanej [37].	s. 32
Tabela 12. Obciążenie wywołujące zarysowanie belek podsuwnicowych [31].	s. 50
Tabela 13. Siły wewnętrzne, wywołujące zarysowanie o średniej szerokości 0,2 mm, ugięcia przy zarysowaniu 0,2 mm, maksymalne ugięcia i średnie szerokości rozwarcia rys w momencie osiągnięcia nośności badanych belek [31].	s. 50
Tabela 14. Obciążenie niszczące i odpowiadające im maksymalne siły przekrojowe [31].	s. 51
Tabela 15. Wyniki badań właściwości mechanicznych dla próbek pobranych z belek [31].	s. 52
Tabela 16. Współczynnik zmienności naciągu drutów w kablu ($\sigma_o = 10\ 000$ at.) w zależności od kąta odchylenia lewara naciągowego α .	s. 54
Tabela 17. Porównanie metod kontroli sił sprężających.	s. 56
Tabela 18. Zestawienie elementów badawczych.	s. 62
Tabela 19. Niszczące siły przekrojowe, schemat zniszczenia badanych belek oraz zmiana nośności P_{exp} .	s. 88
Tabela 20. Siły rysujące oraz schemat zarysowań towarzyszący zniszczeniu badanych belek.	s. 89
Tabela 21. Zestawienie elementów badawczych.	s. 91
Tabela 22. Wybrane parametry dla pomiarów DOFS statycznych oraz dynamicznych (HF DOFS).	s. 94
Tabela 23. Długość wślizgu poszczególnych drutów kabla sprężającego w [mm].	s. 97
Tabela 24. Zestawienie wyników uzyskanych z poszczególnych metod badawczych – badanie B 1-0.	s. 106
Tabela 25. Wartość wślizgu [mm] poszczególnych drutów tworzących kabel sprężający.	s. 121
Tabela 26. Założenia do obliczenia strat siły sprężającej.	s. 124
Tabela 27. Obliczenia strat siły sprężającej.	s. 124
Tabela 28. Wyniki obliczeń rzeczywistej siły sprężającej na podstawie momentu rysującego.	s. 125
Tabela 29. Obliczenia rzeczywistej siły sprężającej – nacięcie otuliny betonowej (badanie S-1a).	s. 126
Tabela 30. Obliczenia rzeczywistej siły sprężającej – przecięcie kabla (badanie S-1b).	s. 127
Tabela 31. Zestawienie uzyskanych wartości rzeczywistej siły sprężającej.	s. 127
Tabela 32. Opracowanie badań sklerometrycznych – liczba odbicia [-].	s. 131
Tabela 33. Opracowanie badań betonoskopem – prędkość fali ultradźwiękowej [m/ μ s].	s. 132
Tabela 34. Zestawienie przeprowadzonych badań właściwości mechanicznych materiałów.	s. 133

Tabela 35. Zbiorcze wyniki badań właściwości mechanicznych materiałów.	s. 135
Tabela 36. Parametry mechaniczne stali sprężającej dla poszczególnych kabli.	s. 136
Tabela 37. Parametry mechaniczne stali pasywnej.	s. 136
Tabela 38. Zestawienie przeprowadzonych badań właściwości mechanicznych materiałów.	s. 137
Tabela 39. Analiza ilościowa składu pierwiastkowego dla zaczynu iniekcyjnego pobranego z B 1-2.	s. 141
Tabela 40. Analiza ilościowa składu pierwiastkowego dla zaczynu iniekcyjnego pobranego z B 3-2.	s. 141
Tabela 41. Analiza ilościowa składu pierwiastkowego dla zaczynu iniekcyjnego pobranego z B 2-1a.	s. 142
Tabela 42. Właściwości zdefiniowane w modelach numerycznych.	s. 149
Tabela 43. Etapowa analiza obliczeń modelu MES.	s. 151
Tabela 44. Parametry definiujące przyczepność kontaktową stali w poszczególnych fazach modelu.	s. 152
Tabela 45. Zestawienie i oznaczenie wykonanych modeli numerycznych.	s. 155
Tabela 46. Określenie długości transmisji siły sprężającej oraz jakości iniekcji kanałów.	s. 174
Tabela 47. Założenia do obliczeń nośności na ścinanie.	s. 177
Tabela 48. Zestawienie obliczeniowych nośności elementu na ścinanie.	s. 177
Tabela 49. Zestawienie wyników symulacji numerycznych – wpływ stopnia zbrojenia poprzecznego.	s. 182
Tabela 50. Zestawienie wyników symulacji numerycznych – wpływ stopnia efektywnego sprężenia.	s. 183
Tabela 51. Porównanie wyników badań referencyjnych z wynikami symulacji numerycznych.	s. 185
Tabela 52. Porównanie wyników badań elementów z odciętym jednym górnym zakotwieniem z wynikami odpowiadających symulacji numerycznych.	s. 185
Tabela 53. Porównanie wyników badań elementów z odciętymi dwoma dolnymi zakotwieniami z wynikami odpowiadających symulacji numerycznych.	s. 186
Tabela 54. Metodyka proponowanego modelu analitycznego do wyznaczenia długości transmisji.	s. 188
Tabela 55. Zalecane wartości współczynnika jakości iniekcji kanałów kablowych α_q .	s. 188
Tabela 56. Kalibracja współczynnika β określającego długość transmisji siły sprężającej.	s. 189
Tabela 57. Długość transmisji wyznaczona dla I p. dokładności modelu obliczeniowego ($\beta = 65,0$).	s. 190
Tabela 58. Metodyka proponowanego modelu analitycznego do wyznaczenia nośności na ścinanie.	s. 191