

# PLYTY NA GRUNCIE Z BETONU ZBROJONEGO WŁÓKNAMI SYNTETYCZNYMI PODDANE CENTRALNEMU OBCIĄŻANIU SIŁĄ SKUPIONĄ

## Poszerzone streszczenie

Tematyka niniejszej rozprawy doktorskiej wpisuje się w aktualne kierunki rozwoju konstrukcji betonowych, w których coraz większy nacisk kładzie się na nowoczesne rozwiązania materiałowe zgodne z ideą zrównoważonego budownictwa. Rozwiązania te charakteryzują się m.in. zwiększoną trwałością, obniżonymi kosztami eksploatacyjnymi oraz ograniczonym negatywnym oddziaływaniem na środowisko naturalne, przy jednoczesnym zachowaniu wymaganych właściwości mechanicznych elementu. Materiałem, który może spełniać powyższe kryteria, jest fibrobeton (FRC z ang. *fiber reinforced concrete*). Jednak pomimo rosnącego zainteresowania tą technologią, zdecydowana większość dotychczasowych badań, norm i wytycznych projektowych koncentruje się na fibrobetonach zawierających włókna stalowe (SFRC z ang. *steel fiber reinforced concrete*). Tym samym, zastosowanie włókien syntetycznych (SyFs z ang. *synthetic fibers*) w elementach konstrukcyjnych nadal pozostaje ograniczone, spotykając się ze sceptycyzmem i brakiem zaufania ze strony projektantów. Największym obszarem zastosowań SyFs są płyty na gruncie, najczęściej stosowane w halach przemysłowych. Mimo to, obowiązujące normy i przewodniki projektowe w sposób bardzo konserwatywny uwzględniają korzystny wpływ SyFs na nośność tych elementów, tłumacząc to ograniczoną ilością badań w tym temacie. Skutkiem jest często znaczne niedoszacowanie rzeczywistej nośności elementu, co ogranicza efektywność projektowania. Dodatkowo, nadal niedostatecznie rozpoznany zagadnieniem w literaturze pozostaje problem przebicia płyt na gruncie pod wpływem działania obciążeń skupionych, pochodzących m.in. od kół wózków widłowych, nóg regałów wysokiego składowania czy maszyn, zwłaszcza gdy płyty te wykonane są z betonu z SyFs (SyFRC z ang. *synthetic fiber reinforced concrete*). W szczególności, wciąż brakuje spójnych i zweryfikowanych wytycznych projektowych określających położenie krytycznego przekroju kontrolnego względem krawędzi pola obciążenia  $a$ . Aktualnie obowiązujące normy oraz wytyczne sugerują rozbieżne wartości odległości  $a$  wahające się od  $0,5d$  do  $2d$  (gdzie  $d$  oznacza użyteczną wysokość płyty), a niektóre proponują integracyjny sposób wyznaczenia tej lokalizacji. Różnice występują również w sposobie obliczania wartości  $v_f$ , czyli dodatkowej wytrzymałości na ścinanie przy przebiciu, wynikającej z dodania do betonu włókien. W konsekwencji, istnieje wyraźna

luka badawcza dotycząca wpływu dodatku, ilości i rodzaju SyFs na nośność na przebicie płyt podpartych na gruncie. Uzupełnienie tej luki stanowiło jeden z głównych celów rozprawy doktorskiej.

W ramach pracy sformułowano pięć tez naukowych oraz siedem szczegółowych celów badawczych. Jednym z nich było przeprowadzenie kompleksowego przeglądu literatury, który obejmował wybrane modele teoretyczne i analityczne, normy dotyczące badań oraz projektowania elementów z SyFRC, jak również wyniki dotychczasowych badań eksperymentalnych wpływu SyFs na właściwości betonu i pracę płyt na gruncie. Głównym celem rozprawy było jednak uzupełnienie aktualnego stanu wiedzy poprzez realizację kompleksowego programu badawczego, obejmującego zarówno testy laboratoryjne małych próbek, jak i badania płyt podpartych na gruncie, poddanych działaniu centralnej siły skupionej. Szczególny nacisk położono na analizę ich zachowania przy przebicciu i wpływu dodatku, ilości i rodzaju SyFs. Jednym z kluczowych wyzwań było opracowanie i wdrożenie odpowiedniej metodologii badawczej, w tym zaprojektowanie i wykonanie dedykowanego stanowiska badawczego do testów elementów płytowych. Równocześnie ważną częścią pracy było porównanie wyników badań z wynikami obliczeń wybranych modeli analitycznych, takich jak modele Westergaarda, Shentu i in., Falknera i in. oraz procedur projektowych Raportu Technicznego 34 (TR34), bazującego na teorii linii załomów Meyerhof'a-Losberg'a i wytycznych Eurokodu 2. Celem była ocena ich przydatności do oszacowania nośności i modelu zniszczenia SyFRC płyt podpartych na gruncie oraz opracowanie praktycznych wskazówek projektowych. Tezy rozprawy przedstawione w Tabeli 1 dotyczyły: możliwości oszacowania odpowiedzi konstrukcyjnej SyFRC płyt na podstawie wyników badań wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu próbek belkowych; wpływu dodatku, ilości i rodzaju SyFs na nośność z uwagi na przebicie i położenie krytycznego obwodu kontrolnego stożka przebiccia; oraz znaczenia warunków podparcia płyt dla pracy elementu, jego nośności i mechanizmu zniszczenia.




Metodologia badań obejmowała sześć wariantów mieszanek betonowych, w tym pięć rodzajów SyFRC, różniących się typem zastosowanego SyFs (PM, PD, FF) oraz ich dozowaniem (2 i 3 kg/m<sup>3</sup>), a także beton referencyjny niezbrojony włóknami (PC). Zamówiono beton klasy C40/50 z 400 kg/m<sup>3</sup> cementu portlandzkiego CEM I 42,5R, przy współczynniku wodno-cementowym (w/c) równym 0,50. Jako kruszywo drobne zastosowano 670 kg/m<sup>3</sup> piasku o uziarnieniu 0/2 mm, natomiast kruszywem grubym był żwir o maksymalnym uziarnieniu 8 mm w ilości 1012 kg/m<sup>3</sup>. W celu zapewnienia wymaganej urabialności, zastosowano dwa typy domieszek chemicznych: 2,12 kg/m<sup>3</sup> Masterglenium Sky 591 oraz 3,20 kg/m<sup>3</sup> Masterpozzolith 501 HE. Skład wszystkich

mieszanek betonowych był stały, a jedynym parametrem zmiennym była zawartość i rodzaj włókien: PC (0 kg/m<sup>3</sup> – typ 1), PM\_2 (2 kg/m<sup>3</sup> włókien typu PM – typ 2), PM\_3 (3 kg/m<sup>3</sup> włókien typu PM – typ 3), PD\_2 (2 kg/m<sup>3</sup> włókien typu PD – typ 4), PD\_3 (3 kg/m<sup>3</sup> włókien typu PD – typ 5), FF\_2 (2 kg/m<sup>3</sup> włókien typu FF – typ 6). Charakterystyka użytych włókien zestawiona jest w Tabeli 2 i uwzględniono w niej następujące parametry: długość włókna  $l_f$ , średnica włókna  $d_f$ , smukłość włókna  $l/d_f$ , wytrzymałość włókna na rozciąganie  $f_{ft}$ , i moduł Young'a włókna  $E_f$ .

Tabela 1 Tezy naukowe rozprawy doktorskiej

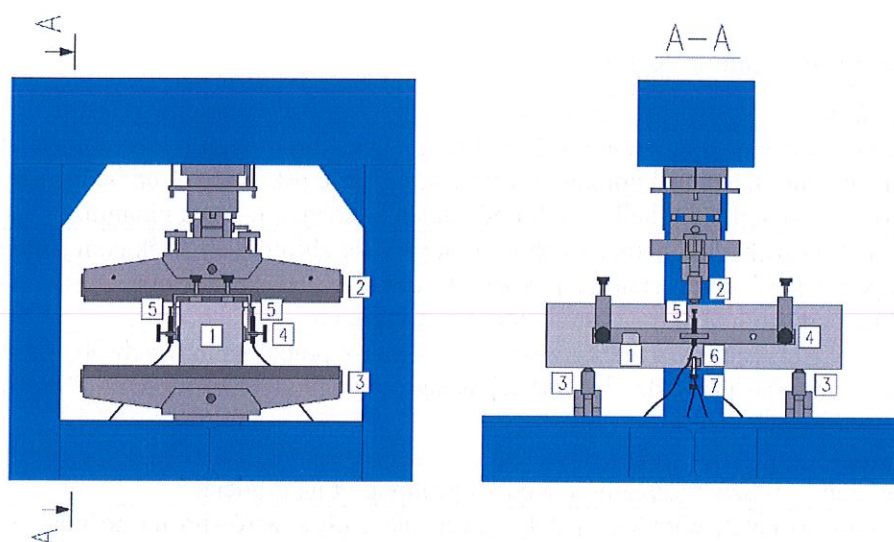
Lp.	Tezy naukowe
1.	Odpowiedź konstrukcyjną betonowych płyt na gruncie zbrojonych włóknami syntetycznymi, obciążonych centralną siłą skupioną, można wiarygodnie przewidzieć na podstawie wyników uzyskanych z badań próbek belkowych poddanych rozciąganiu przy zginaniu.
2.	Odpowiedź konstrukcyjną betonowych płyt na gruncie zbrojonych włóknami syntetycznymi, obciążonych centralną siłą skupioną, różni się znacząco od zachowania płyt niepodpartych, szczególnie pod względem nośności i modelu zniszczenia.
3.	Dodatek włókien syntetycznych korzystnie wpływa na pracę betonowych płyt na gruncie po ich zarysowaniu oraz prowadzi do bardziej plastycznego modelu zniszczenia w porównaniu do płyt bez dodatku włókien.
4.	Zastosowanie oraz zwiększenie ilości włókien syntetycznych zwiększa nośność z uwagi na przebicie oraz wydłuża krytyczny obwód kontrolny płyt na gruncie.
5.	Rodzaj zastosowanych włókien syntetycznych ma wpływ zarówno na nośność z uwagi na przebicie, jak i na długość krytycznego obwodu kontrolnego płyt na gruncie.

Tabela 2 Charakterystyka użytych SyFs

Cecha	PM	PD	FF
$l_f$	54 mm	48 mm	54 mm/54 mm
$d_f$	0,45 mm	0,60 mm	0,45 mm/brak danych
$l/d_f$	120	80	120/brak danych
$f_{ft}$	550-650 MPa	500-580 MPa	620-758 MPa
$E_f$	4,8-5,9 GPa	> 10 GPa	brak danych
Forma	wytłaczane, skręcane, multifilamentowe	wytłaczane, monofilamentowe	hybrydowe: 95% skręcane, multifilamentowe/5% fibrylowane
Materiał	kopolimer	polimer	kopolimer/polipropylen
Typ	makrowłókna	makrowłókna	makrowłókna/mikrowłókna
Zdjęcie			

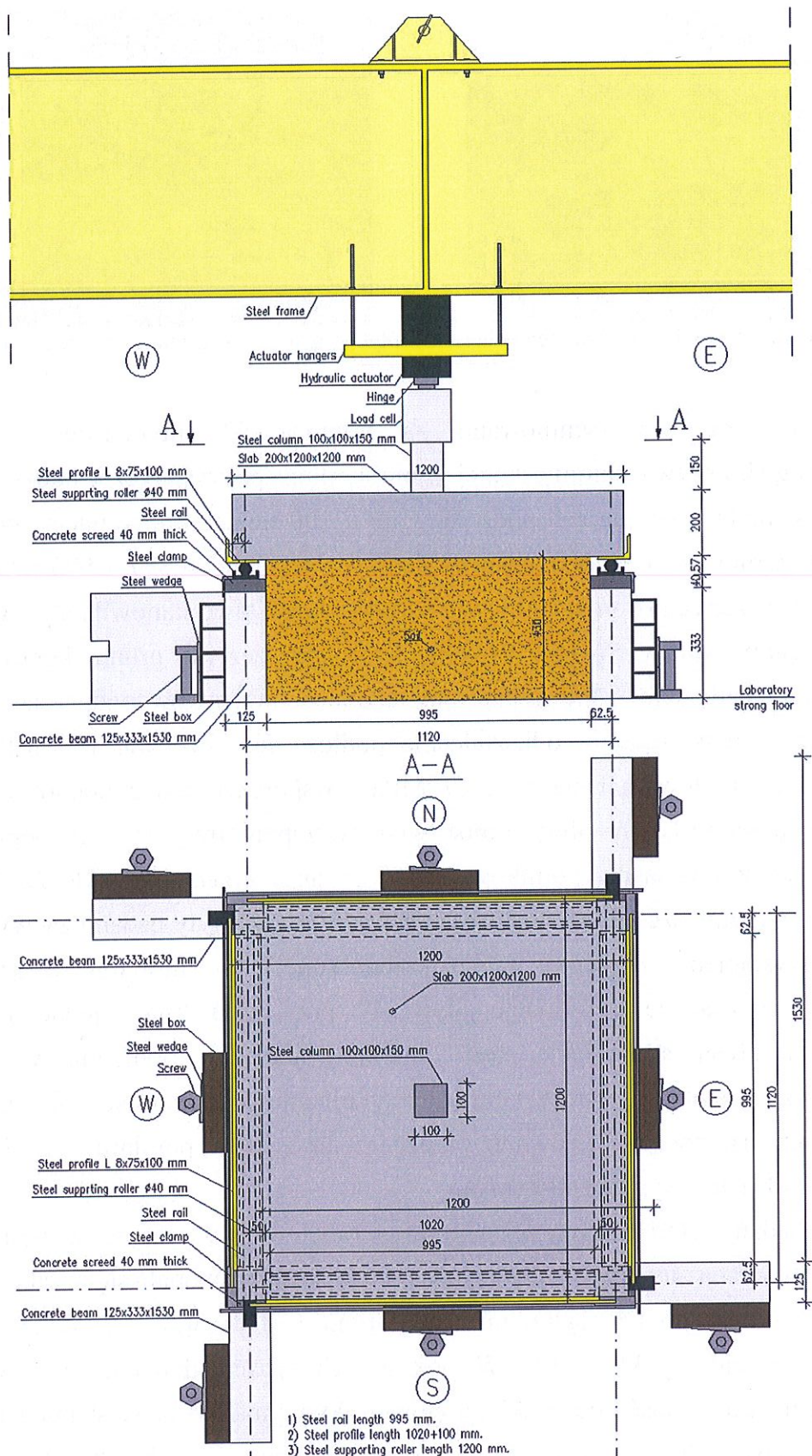
Badania został podzielony na dwa główne etapy: badania materiałowe oraz badania elementów płytowych. W pierwszym etapie określono podstawowe właściwości mechaniczne badanych betonów. Obejmowały one: moduł sprężystości (rdzenie o wymiarach  $\phi 94 \times 188$  mm), wytrzymałość na ściskanie (próbki formowane o wymiarach 150 x 150 x 150 mm + rdzenie o wymiarach  $\phi 94 \times 188$  mm), wytrzymałość

na rozciąganie przy rozłupywaniu (rdzenie o wymiarach  $\phi 94 \times 94$  mm) oraz wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (belki formowane o wymiarach  $150 \times 150 \times 550$  mm). Badania trzy-punktowego zginania (3PBT) przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 14651 w celu obliczenia granicy proporcjonalności  $f_{ct,L}$ , wytrzymałości resztkowej  $f_{Rj}$  oraz energii pęknięcia. Testy wykonano przy użyciu stanowiska badawczego, którego schemat przedstawiono na Rysunku 1.

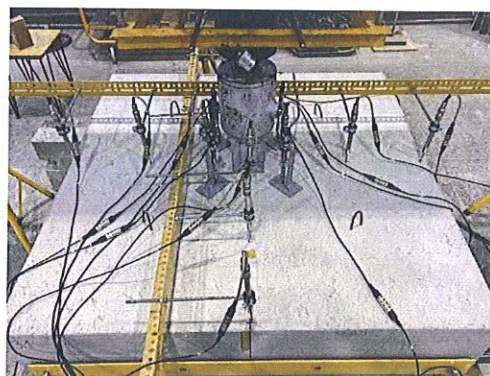
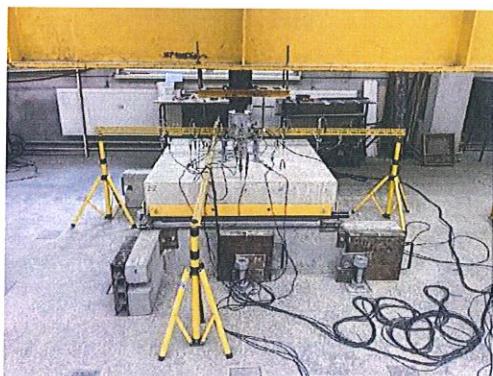


Rysunek 1 Stanowisko badawcze 3PBT: 1 – próbka, 2 – podpora ruchoma wywołująca siłę, 3 – podpora nieruchoma, 4 – stalowa, sztywna rama do instalacji czujników LVDT, 5 – czujnik LVDT do pomiaru ugięć, 6 – miernik zaciskowy do pomiaru *CTOD* (szerokość rozwarcia czubka rysy z ang. *crack tip opening displacement*), 7 – miernik zaciskowy do pomiaru *CMOD* (szerokość rozwarcia rysy z ang. *crack mouth opening displacement*)

W drugim etapie przeprowadzono badania doświadczalne osiemnastu płyt (po trzy próbki dla każdego wariantu betonu 1-6), o wymiarach  $200 \times 1200 \times 1200$  mm. Celem testów było określenie zależności pomiędzy obciążeniem skupionym a ugięciem płyty, analiza morfologii zarysowań, ugięć, mechanizmu zniszczenia oraz geometrii stożka przebicia. Grubość płyty została dobrana tak, aby odpowiadała rzeczywistym wymiarom stosowanym w konstrukcjach płyt na gruncie w magazynach czy parkingach o średnim poziomie obciążenia. Natomiast jej długość i szerokość ograniczono na podstawie analizy promienia względnej sztywności płyty  $l$ . Podobne podejście zaobserwowano w innych badaniach płyt na gruncie, a przegląd literatury wskazał, że płyty o nieskończonych wymiarach obciążone w środku można zastąpić fragmentami płyt o długości boków odpowiadających odległości między punktami zerowymi przemieszczeń, szczególnie kiedy przedmiotem analiz jest nośność z uwagi na przebicie. Do realizacji badań wykorzystano specjalnie zaprojektowane stanowisko badawcze, którego celem było jak najlepsze odwzorowanie warunków pracy obciążanej punktowo płyty na gruncie (Rysunek 2 i Rysunek 3).



Rysunek 2 Projekt stanowiska badawczego dla testów płyt podpartych na gruncie obciążonych centralną siłą skupioną



Rysunek 3 Widok stanowiska badawczego dla testów płyt podpartych na gruncie obciążonych centralną siłą skupioną

Podparcie gruntowe symulowano za pomocą 43-centymetrowej warstwy zagęszczonego kruszywa, natomiast obciążenie skupione przez statyczne oddziaływanie stalowego stempla o wymiarach podstawy 100 x 100 mm, imitując nacisk podstawy nogi regału. Grunt został umieszczony w skrzyni o wymiarach 377 x 995 x 995 mm, ograniczonej z czterech stron betonowymi burtami, a podstawę stanowiła płyta wielkich sił laboratorium. Należy również zaznaczyć, że zagęszczenie gruntu kontrolowano przed każdym badaniem, zapewniając powtarzalność warunków podparcia. Średnia wartość pierwotnego modułu odkształcenia podłoża  $E_{vl}$  wynosiła 139 MPa, przy odchyleniu standardowym równym 5,67 MPa i współczynniku zmienności 4,09%. Rejestrację przemieszczeń płyty umożliwiał wielopunktowy system pomiarowy, składający się z dwunastu czujników LVDT (z ang. *Linear Variable Differential Transformer*), rozmieszczonych wzdłuż osi symetrii płyty. Płyty badano zazwyczaj do momentu wystąpienia nagłego spadku przenoszonej siły, któremu towarzyszyło przebicie oraz znaczne deformacje płyty. W przypadku braku jednoznacznego załamania wykresu siła-ugięcie, test kontynuowano do momentu, w którym zaobserwowano istotny przyrost ugięcia przy niezmiennej wartości siły. Czasami ograniczeniem okazywało się również przekroczenie zakresu pomiaru przemieszczeń czujników LVDT lub wysięgu siłownika.

Wyniki badań materiałowych zestawiono w Tabeli 3. Stwierdzono, że urabialność mieszanek, oceniana metodą rozplywu stożka, nie była stała i wahała się w zakresie klas konsystencji od F3 do F5. Tylko mieszanki typu 1 (PC) oraz 2 (PM\_2) spełniły wymagania zakładanej klasy F5. W pozostałych typach dodatek SyFs wpłynął negatywnie na urabialność mieszanki betonowej. Wytrzymałość na ściskanie badanych próbek formowanych  $f_{c,cube}$  oraz wywierconych rdzeni  $f_{c,core}$  charakteryzowała się znacznym rozrzutem wartości pomiędzy typami 1-6, odpowiednio od 27,99 do 54,46 MPa oraz od 23,51 do 38,56 MPa. Zgodnie z przeglądem literatury, wpływ dodatku SyFs na wytrzymałość na ściskanie nie powinien być tak znaczący. Jej wartość

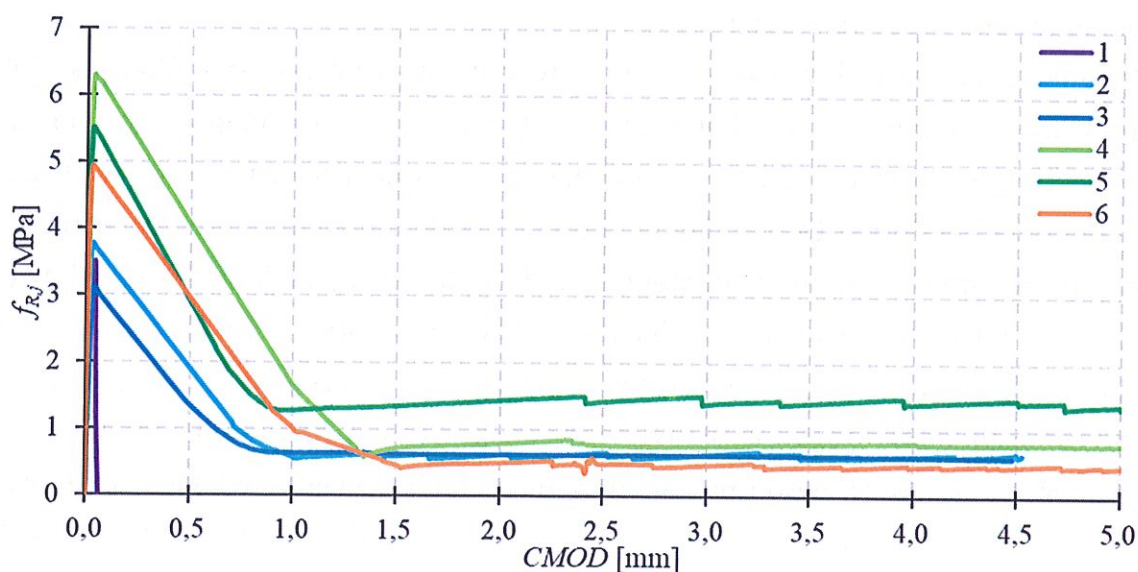
zależy bowiem przede wszystkim od jakości matrycy betonowej, którą determinuje m.in. rodzaj i ilość cementu oraz kruszywa, a także stosunek w/c. Na obserwowane wyniki istotny wpływ miała zróżnicowana urabialność mieszanek oraz niezamierzony zmienny skład betonów, różniący się pomiędzy poszczególnymi typami. W szczególności, mieszanki betonowe charakteryzowały się różną zawartością wody, co było konsekwencją zmiennej wilgotności kruszywa przechowywanego na otwartej przestrzeni i poddanego działaniu czynników atmosferycznych. Ponadto, proces betonowania płyt odbywał się na przełomie sześciu miesięcy, co wiązało się z wykorzystaniem materiałów pochodzących z różnych dostaw, a w konsekwencji mogło wpłynąć na zmienność właściwości betonu. Analogiczne spostrzeżenia dotyczą pierwotnego i ustabilizowanego modułu sprężystości oznaczonych odpowiednio jako  $E_{c0,core}$  oraz  $E_{cs,core}$ . Warto również zauważyć, że zbadane wartości modułów sprężystości wszystkich betonów typu 1-6 były niższe od wartości przewidywanych na podstawie obowiązujących norm. Różnice te mogły wynikać zarówno z rodzaju zastosowanego kruszywa, jak i z faktu, że próbki rdzeniowe były pobierane z płyt wcześniej obciążonych. Podsumowując, znacząca zmienność właściwości materiałów wsadowych mieszanki skutkowała rozbieżnościami we właściwościach mechanicznych betonu, co uniemożliwiło bezpośrednie porównanie wszystkich badanych typów betonów zarówno w przypadku próbek normowych, jak i elementów płytowych. W związku z tym, aby ocenić wpływ dodatku optymalnej ilości SyFs, skoncentrowano się na porównaniu betonów typu 1 i 2. Dla zobrazowania efektu nadmiernej ilości SyFs przeanalizowano różnice pomiędzy próbkami betonów typu 1 i 3. Natomiast analiza porównawcza betonów typu 4 i 5 umożliwiła ocenę wpływu zwiększonej ilości dozowanych SyFs przy zachowaniu odpowiedniej urabialności. Wreszcie porównanie próbek typu 2 i 6 miało na celu określenie wpływu rodzaju SyFs.

Zgodnie z przyjętymi założeniami stwierdzono, że zarówno sam dodatek, jak i zwiększona zawartość SyFs korzystnie wpłynęły na wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu  $f_{ct}$  w porównaniu z betonem niezbrojonym. W teście 3PBT (Rysunek 4) próbki PC ulegały typowemu, kruchemu zniszczeniu bezpośrednio po osiągnięciu granicy proporcjonalności  $f'_{ct,L}$ , nie wykazując jakiegokolwiek resztkowej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu  $f_{R,j}$ . Z kolei próbki SyFRC, niezależnie od rodzaju i ilości włókien, wykazywały zdolność do przenoszenia obciążeń po zarysowaniu, charakteryzując się plastycznym mechanizmem zniszczenia i zachowując integralność strukturalną, nawet po zakończeniu badania. Dodatek włókien skutkowało również wzrostem wartości  $f'_{ct,L}$  oraz  $f_{R,j}$ , a także energii pęknięcia SyFRC typu 2 w porównaniu do betonu typu 1. Zwiększenie dawki włókien PM oraz PD z 2 do 3 kg/m<sup>3</sup>

nie przyniósł jednak spodziewanego wzrostu  $f_{ct,L}$ . W przypadku próbek typu 3 mogło to wynikać z pogorszonej urabialności mieszanki oraz nierównomiernego rozmieszczenia włókien w matrycy betonowej. Natomiast w przypadku próbek typu 5, zwiększona ilość SyFs korzystnie wpłynęła na  $f_{R,j}$ , wskazując na poprawę wytrzymałości dopiero po zarysowaniu. Porównując belki typu 2 i 6, zaobserwowano, że fibrobeton z włóknami FF osiągnął wyższe wytrzymałości  $f_{ct}$  i  $f_{ct,L}$ . Prawdopodobnie wynikało to z obecności w próbkach FF\_2 mikrowłókien, które skuteczniej mostkowały mikropęknięcia w początkowej fazie obciążenia. Z drugiej strony, próbki typu 6 charakteryzowały się niższą wytrzymałością  $f_{R,j}$  w porównaniu z betonem typu 2, co można przypisać mniejszej zawartości włókien makro, które odgrywają kluczową rolę w fazie po zarysowaniu.

Tabela 3 Wyniki badań urabialności i właściwości mechanicznych betonów typu 1-6

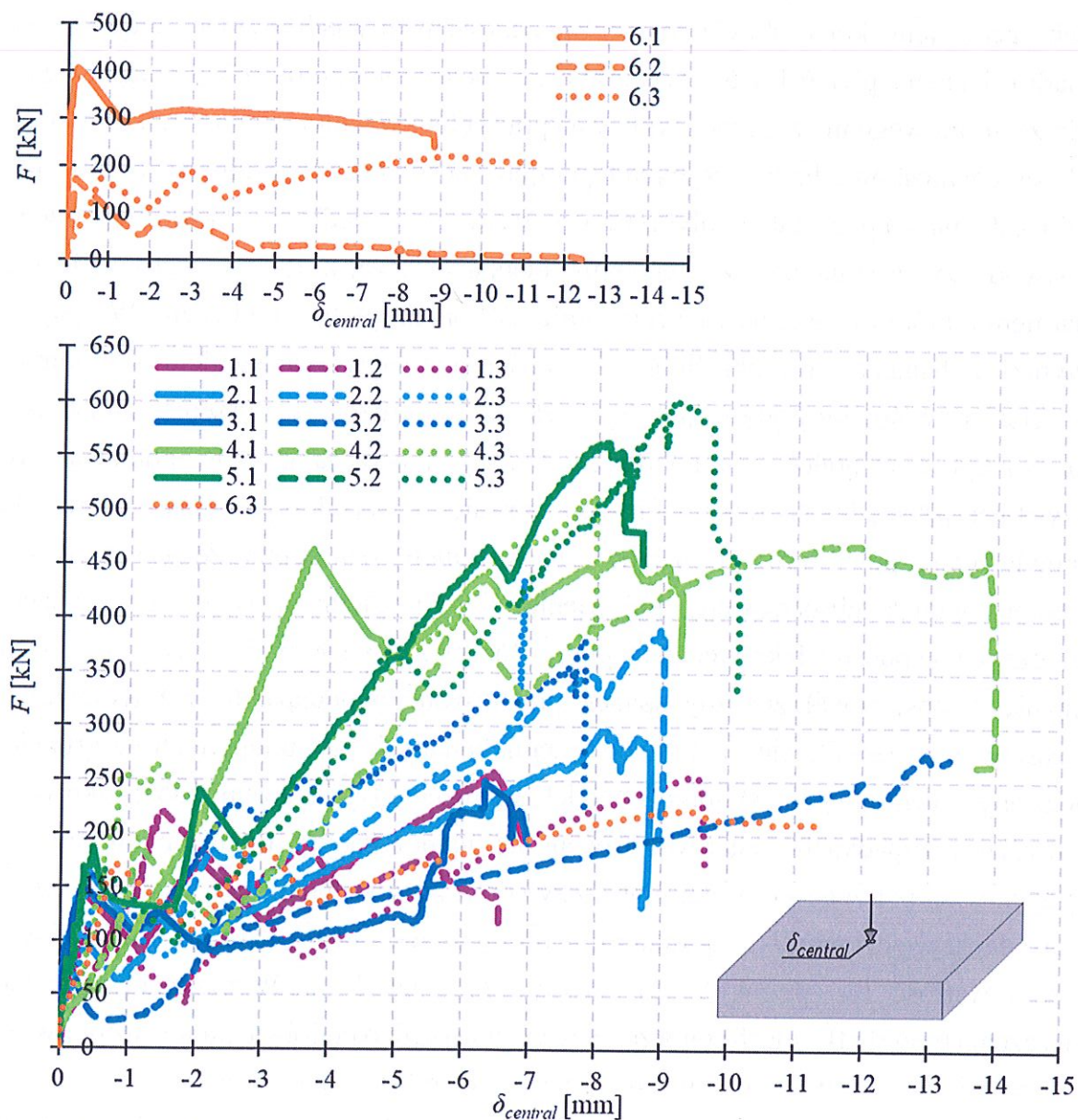
Właściwość	1 (PC)	2 (PM_2)	3 (PM_3)	4 (PD_2)	5 (PD_3)	6 (FF_2)
Urabialność [mm] (klasa konsystencji)	575 (F5)	600 (F5)	465 (F3)	495 (F4)	510 (F4)	531 (F4)
$f_{c,cube}$ [MPa]	35,01	40,19	27,99	52,95	54,46	43,03
$f_{c,core}$ [MPa]	25,01	27,11	23,51	36,16	38,56	30,76
$E_{c0,core}$ [GPa]	17,047	18,089	15,369	24,478	26,170	24,290
$E_{cs,core}$ [GPa]	19,748	21,419	18,020	27,149	29,901	26,734
$f_{spl,core}$ [MPa]	2,12	2,22	2,04	3,00	3,18	2,71
$f_{ct}$ [MPa]	1,91	1,99	1,84	2,70	2,86	2,44
$f_{ct,L}$ [MPa]	3,499	3,765	3,107	6,303	5,504	4,926
$f_{R,1}$ [MPa]	0,000	1,915	1,359	4,081	2,923	2,962
$f_{R,2}$ [MPa]	0,000	0,596	0,629	0,711	1,346	0,457
$f_{R,3}$ [MPa]	0,000	0,646	0,620	0,768	1,422	0,476
$f_{R,4}$ [MPa]	0,000	0,582	0,611	0,793	1,403	0,448



Rysunek 4 Wykresy uśrednionych  $f_{R,j}$ -CMOD dla betonów typu 1-6 badanych w 3PBT

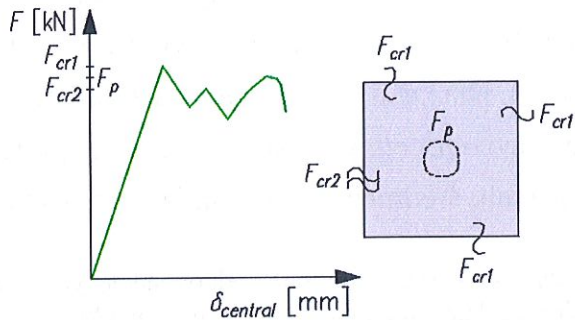
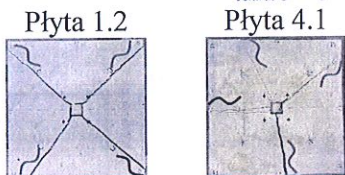
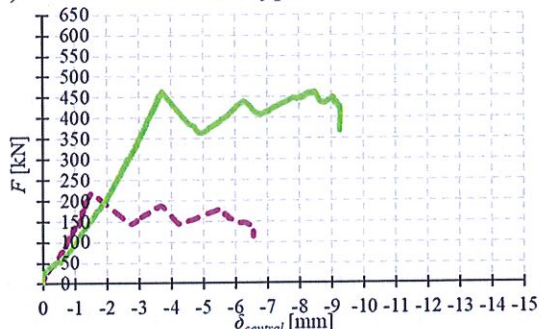
W celu oceny wpływu sposobu uwarstwienia podłoża gruntowego na pracę elementu płytowego oraz porównania odpowiedzi konstrukcyjnej płyty podpartej i niepodpartej na gruncie przeprowadzono wstępne badania trzech płyt typu 6 (Rysunek 5). Płyta 6.2, oparta wyłącznie wzdłuż krawędzi na stalowych wałkach (bez kontaktu z podłożem gruntowym), wykazała istotnie niższą nośność oraz uległa zniszczeniu z uwagi na zginanie, bez widocznych rys ścinających charakterystycznych przy przebiciu. W przeciwieństwie do niej, płyty 6.1 i 6.3, podparte na zagęszczonym podłożu gruntowym, wykazywały wyraźne oznaki zniszczenia przez przebicie, o czym świadczyło m.in. pojawienie się stożka przebicia. Na podstawie tych obserwacji stwierdzono, że w procesie projektowania płyt na gruncie nie można pominąć sprawdzenia warunku przebicia. Konieczne jest również prowadzenie odrębnych analiz płyt niepodpartych oraz podpartych na podłożu gruntowym, ze względu na różnice w ich zachowaniu konstrukcyjnym i zidentyfikowanych mechanizmach zniszczenia. Ponadto, badania płyt 6.1 i 6.3 wykazały, że sposób przygotowania i uwarstwienia podłoża gruntowego ma znaczący wpływ na pracę elementu płytowego. Dodatkowo, na podstawie wniosków z badań wstępnych przyjęto sposób przygotowania i uwarstwienia podłoża dla badań pozostałych płyt typu 1-5. Mianowicie, podłoże składało się z trzech warstw kruszywa łamanego, z wierzchnią, cienką warstwą kruszywa o drobniejszym uziarnieniu, która miała zapewnić równomierny kontakt płyty z podłożem. W oparciu o wyniki z badania płyt określono zależności pomiędzy obciążeniem skupionym  $F$  a ugięciem w środku płyty  $\delta_{central}$  (Rysunek 5). Stwierdzono, że przebieg zależności  $F$ - $\delta_{central}$  był dość podobny dla każdej z badanych płyt na gruncie, ponieważ we wszystkich przypadkach zniszczenie następowało w wyniku przebicia, gdzie siła odpowiadająca przekroczeniu nośności na przebicie oznaczona została jako  $F_p$ . Przedtem jednak obserwowano pojawienie się rys giętnych w dwóch etapach, widocznych na bocznych krawędziach płyty, którym odpowiadały siły  $F_{cr1}$  i  $F_{cr2}$ . Po ich osiągnięciu następował znaczny spadek przenoszonego obciążenia. Na Rysunku 6 przedstawiono klasyfikację modeli zniszczenia badanych płyt podpartych na gruncie, obciążanych centralną siłą skupioną. Model zniszczenia typu I został zidentyfikowany w dwóch przypadkach i charakteryzował się jednoczesnym pojawieniem się rys giętnych wzdłuż trzech krawędzi płyty przy sile  $F_{cr1}$ , a następnie powstaniem rysy na pozostałej krawędzi przy  $F_{cr2}$ , a ostatecznie do zniszczenia płyty przez przebicie. W tym modelu wartość  $F_{cr1}$  przewyższała zarówno  $F_{cr2}$ , jak i  $F_p$ . W przypadku modeli zniszczenia typu II i III, morfologia zarysowań była bardzo podobna, ponieważ pierwsze zarysowania pojawiały się na dwóch przeciwległych krawędziach płyty przy sile  $F_{cr1}$ , po czym przy  $F_{cr2}$  dochodziło do zarysowania jednej lub obu pozostałych krawędzi.

Zniszczenie płyty wynikało z jej przebicia. Różnica pomiędzy tymi dwoma modelami dotyczyła relacji między siłami inicjującymi kolejne etapy zarysowania. W modelu II:  $F_{cr1} > F_{cr2}$ , a w modelu III:  $F_{cr2} > F_{cr1}$ . Prawdopodobne jest, że płyty 2.1 i 3.1 po pierwszym zarysowaniu charakteryzowały się większym spadkiem sztywności, co mogło wpłynąć na dalszy rozwój zarysowań i nośność próbek. Niezależnie od przyjętego modelu zniszczenia II lub III, maksymalna osiągnięta siła odpowiadała nośności na przebicie  $F_p$ . Większość badanych płyt wykazywała III model zniszczenia. Rysunek 6 przedstawia także morfologię rys na górnej powierzchni płyt oraz obserwowaną kolejność ich pojawiania się: kolorem szarym oznaczono zarysowanie odpowiadające pierwszej rysie przy  $F_{cr1}$ , kolorem czarnym drugiej przy  $F_{cr2}$ , a kolorem białym lub czerwonym kolejnych rys.

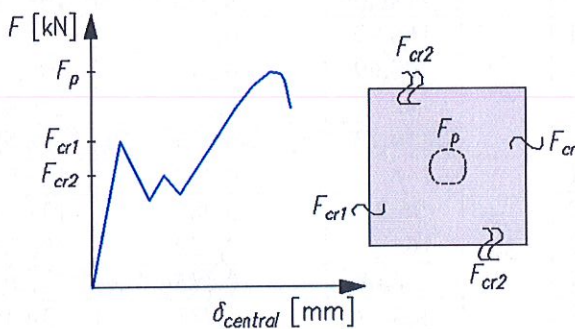
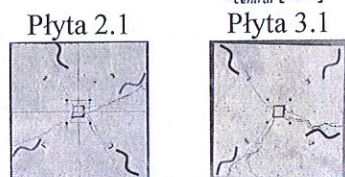
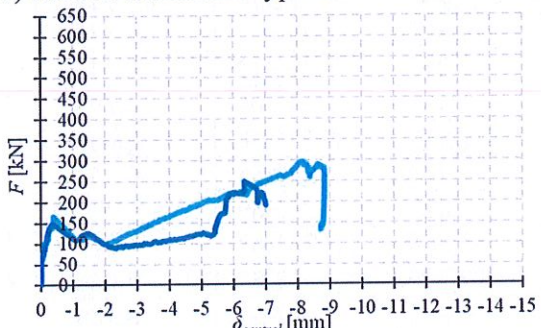


Rysunek 5 Wykres  $F$ - $\delta_{central}$  dla badanych płyt typu 1-6 obciążonych centralną siłą skupioną

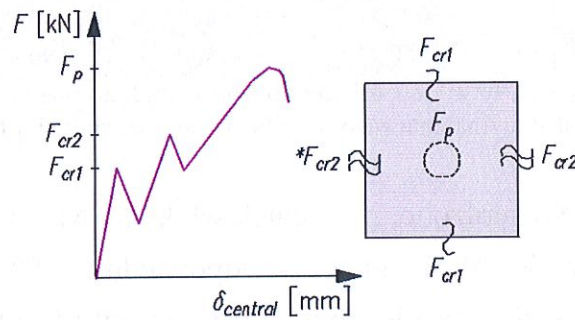
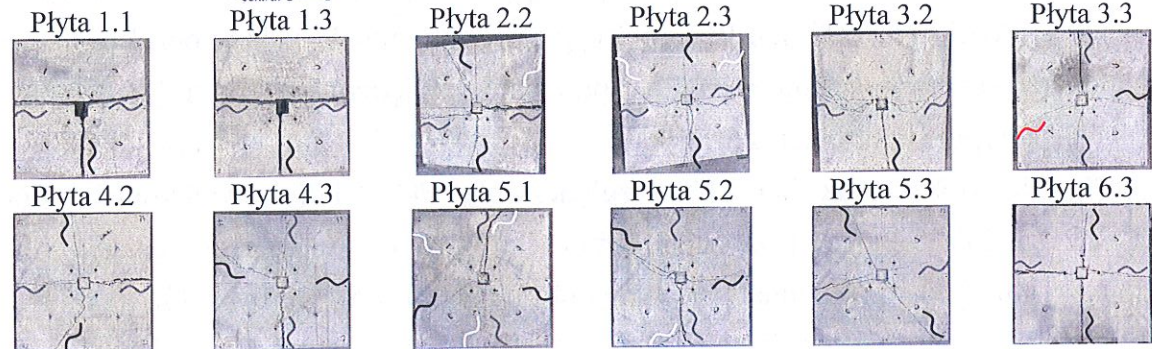
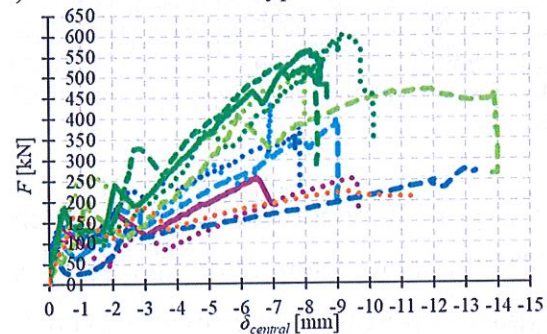
a) Model niszczenia typu I



b) Model niszczenia typu II



c) Model niszczenia typu III



Rysunek 6 Klasyfikacja modeli niszczenia płyt podpartych na gruncie, obciążonych centralną siłą skupioną

Tabela 4 zestawia siły odpowiadające zarysowaniom przy zginaniu ( $F_{cr1}$  oraz  $F_{cr2}$ ) i nośności na przebicie ( $F_p$ ), wraz z odpowiadającymi im ugięciami w środku płyty ( $\delta_{central}$ ). Dla każdego typu płyty 1-6 obliczono również wartości średnie. Ze względu na znacząco odmienny model zniszczenia, płyty 1.2 i 4.1 nie zostały uwzględnione ani przy obliczaniu średnich, ani w analizie porównawczej płyt.

Tabela 4 Zestawienie sił odpowiadających zarysowaniu przy zginaniu i przebiciu wraz z odpowiadającymi ugięciami w środku płyty dla badanych płyt typu 1-6 podpartych na gruncie, obciążonych centralną siłą skupioną

Płyta nr		$F_{cr1}$ [kN]	$\delta_{central,Fcr1}$ [mm]	$F_{cr2}$ [kN]	$\delta_{central,Fcr2}$ [mm]	$F_p$ [kN]	$\delta_{central,Fp}$ [mm]
1.1	PC	144,01	-0,343	172,56	-2,108	257,57	-6,469
<del>1.2</del>		<del>219,82</del>	<del>-1,527</del>	<del>187,98</del>	<del>-3,675</del>	<del>180,73</del>	<del>-5,589</del>
1.3		112,04	-0,413	137,95	-2,775	255,91	-9,478
<b>1</b>		<b>128,03</b>	<b>-0,378</b>	<b>155,26</b>	<b>-2,44</b>	<b>256,74</b>	<b>-7,974</b>
2.1	PM_2	166,99	-0,379	118,76	-1,505	296,31	-8,158
2.2		108,69	-0,218	186,54	-2,237	395,13	-8,946
2.3		142,20	-0,541	289,05	-5,111	438,06	-6,897
<b>2</b>		<b>139,29</b>	<b>-0,379</b>	<b>198,12</b>	<b>-2,951</b>	<b>376,50</b>	<b>-8,000</b>
3.1	PM_3	148,73	-0,372	126,35	-1,484	249,35	-6,337
3.2		96,91	-0,085	132,98	-2,423	276,69	-12,990
3.3		164,40	-0,429	226,86	-2,528	381,67	-7,817
<b>3</b>		<b>136,68</b>	<b>-0,295</b>	<b>162,06</b>	<b>-2,145</b>	<b>302,57</b>	<b>-9,048</b>
4.1	PD_2	463,13	-3,731	439,38	-6,272	462,37	-8,486
4.2		198,48	-1,242	405,47	-5,918	468,97	-11,695
4.3		254,92	-0,887	265,67	-1,379	513,00	-7,911
<b>4</b>		<b>226,70</b>	<b>-1,065</b>	<b>335,57</b>	<b>-3,649</b>	<b>490,99</b>	<b>-9,803</b>
5.1	PD_3	186,70	-0,475	240,50	-2,058	563,71	-8,119
5.2		181,86	-0,418	327,22	-2,664	528,91	-7,251
5.3		178,37	-0,446	379,48	-4,942	601,80	-9,176
<b>5</b>		<b>182,31</b>	<b>-0,446</b>	<b>315,73</b>	<b>-3,221</b>	<b>564,81</b>	<b>-8,182</b>
6.3	FF_2	171,94	-0,804	190,22	-2,829	222,82	-9,424

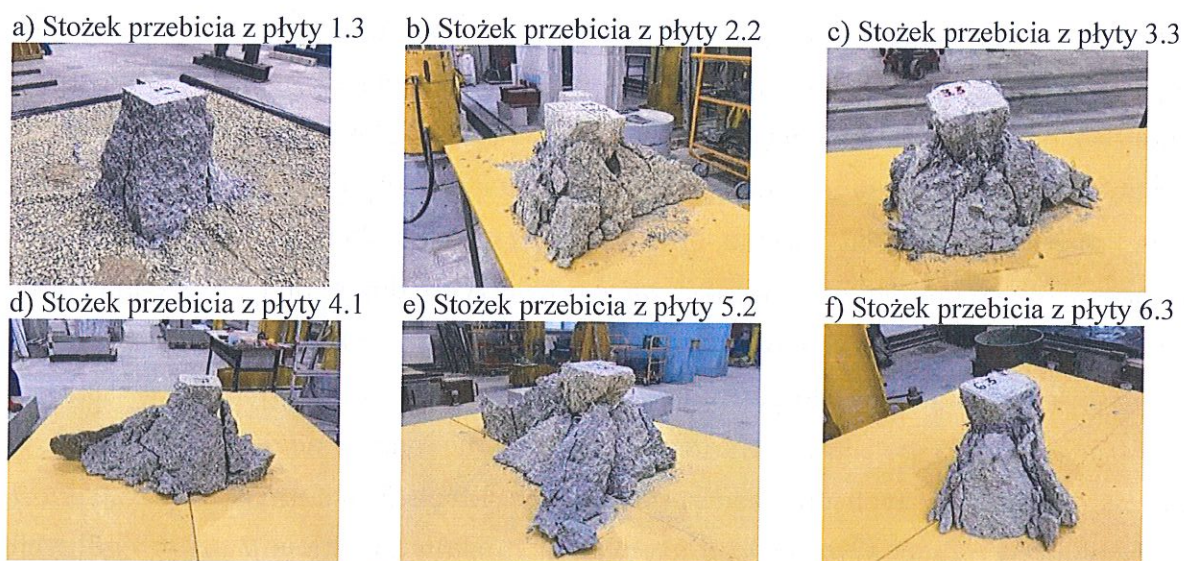
Uwaga: Płyty 1.2 i 4.1 nie zostały uwzględnione w analizie porównawczej, ponieważ ich odpowiedź konstrukcyjna znacząco różniła się od pozostałych płyt (Rysunek 6).

Stwierdzono, że dodatek włókien PM w ilości 2 kg/m<sup>3</sup> spowodował wzrost średnich wartości sił  $F_{cr1}$  oraz  $F_{cr2}$  odpowiednio o 9% i 28%. Ponadto, zaobserwowano istotne, 47% zwiększenie średniej wartości siły  $F_p$  płyt typu 2 w porównaniu z płytami typu 1. Zwiększenie dozowania włókien PM do 3 kg/m<sup>3</sup> nie przyniosło jednak oczekiwanego dalszego wzrostu nośności na zginanie i przebicie względem płyt typu 2. Niemniej jednak, płyty typu 3 charakteryzowały się nadal wyższymi średnimi wartościami sił:  $F_{cr1}$  o 7%,  $F_{cr2}$  o 4%, oraz  $F_p$  o 18% względem płyt PC. Z kolei zwiększenie ilości włókien PD z 2 do 3 kg/m<sup>3</sup>, przy zachowanej odpowiedniej urabialności, przyczyniło się do wzrostu  $F_p$  o 15%, jednak nie wpłynęło korzystnie na wartości  $F_{cr1}$  oraz  $F_{cr2}$  w porównaniu do płyt typu 4. Wyniki te znajdują odzwierciedlenie w wynikach 3PBT belek typu 4 i 5. Granica proporcjonalności  $f_{ct,L}$  próbek PD\_3 była bowiem o 13% niższa

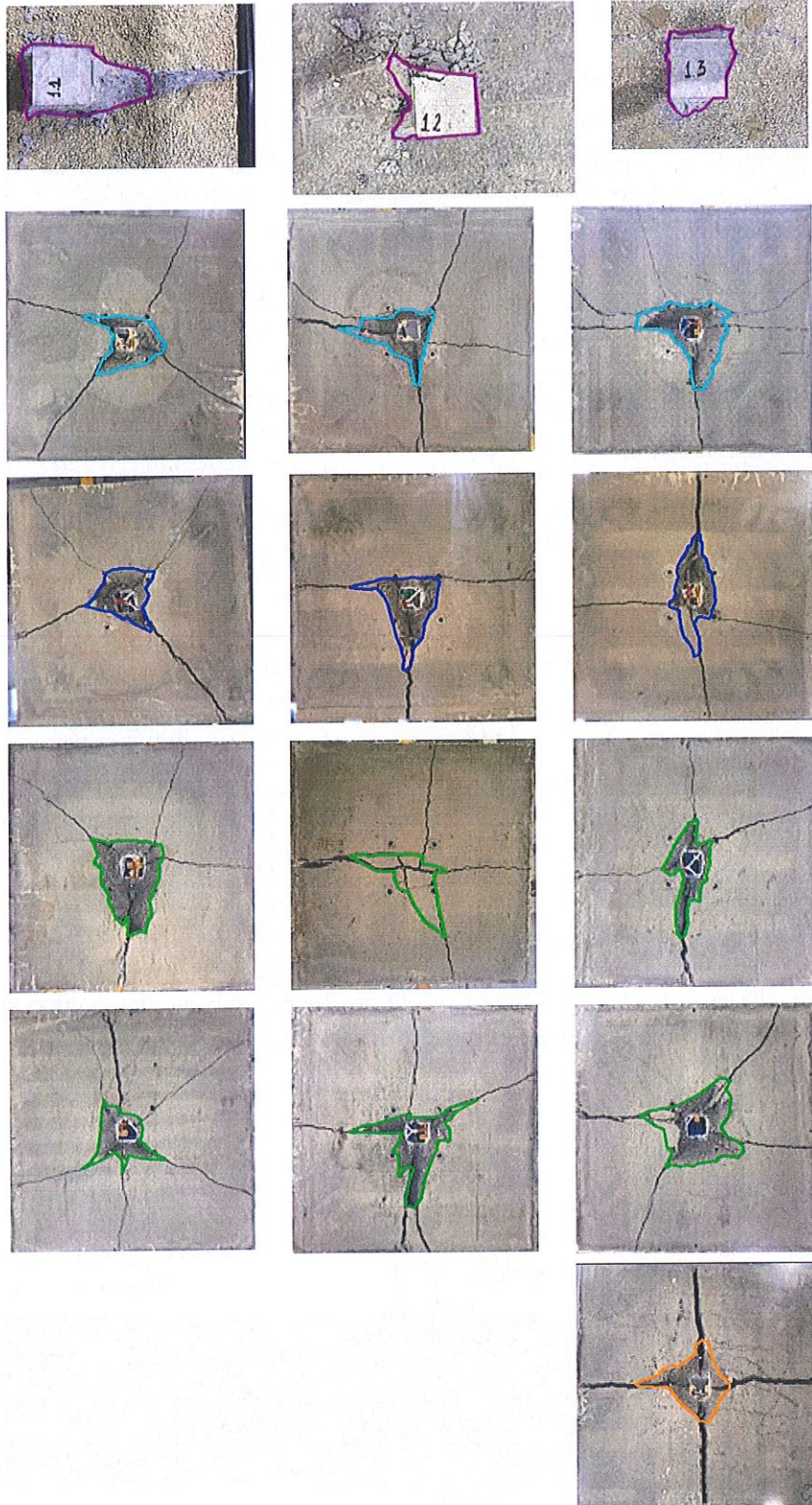
niż dla PD\_2, natomiast belki typu 5 charakteryzowała większa wytrzymałość resztkowa  $f_{R,j}$  niż belki typu 4. Istotny wydaje się również rodzaj zastosowanych włókien na odpowiedź konstrukcyjną płyt. Zmiana z włókien FF na PM doprowadziła do zwiększenia średniej siły  $F_p$  aż o 69%. Jednocześnie, fibrobeton typu 6 osiągnął o 23% wyższe wartości  $F_{cr1}$ , natomiast o 4% niższe wartości  $F_{cr2}$  w porównaniu do płyty typu 2. Zależności te częściowo znajdują potwierdzenie w wynikach 3PBT, gdzie wartość  $f_{ct,L}$  dla belek FF\_2 była o 31% wyższa niż dla PM\_2, natomiast wytrzymałość resztkowa  $f_{R,j}$  dla próbek typu 2 zazwyczaj przewyższała wartość  $f_{R,j}$  próbek typu 6. Może to tłumaczyć niższe wartości  $F_{cr1}$ , ale wyższe  $F_p$  dla płyt PM\_2 względem płyt FF\_2. Należy jednak zaznaczyć, że w analizie porównawczej uwzględniono jedynie wyniki płyty 6.3, co może ograniczać ogólność powyższych wniosków. Jednym z kluczowych spostrzeżeń był również fakt, że wszystkie badane płyty PC ulegały kruchemu zniszczeniu, dzieląc się na trzy lub cztery segmenty wyznaczone przez rysy. W przeciwieństwie do nich, płyty SyFRC zachowały swoją integralność strukturalną nawet przy znacznej rozwarości rys. Wykazywały one również większą zdolność redystrybucji obciążeń oraz ich przenoszenia po zarysowaniu. Przykładowo, płyty 2.2, 2.3, 5.1 i 5.2 charakteryzowały się zwiększoną liczbą rys promieniowych (Rysunek 6).

Analizy porównawcze objęły również charakterystykę geometrii stożków przebicia, które uzyskano poprzez ich wypchnięcie z płyt typów 1-6 za pomocą ręcznego podnośnika hydraulicznego zapartego o stalową ramę. Wstępna metoda wyznaczania kąta nachylenia stożka  $\theta$  przy użyciu kątomierza okazała się niewystarczająco precyzyjna. Głównymi przyczynami były: znaczna nieregularność kształtu stożków (Rysunek 7), duże rozbieżności pomiędzy pojedynczymi pomiarami kątów oraz ograniczona liczba wykonanych pomiarów w nierównomiernych odstępach. W związku z tym zastosowano alternatywną metodologię, polegającą na wyznaczeniu zastępczej długości krytycznego obwodu kontrolnego stożka przebicia  $u_{eq}$ . Na początku, przy wykorzystaniu oprogramowania AutoCAD (Rysunek 8), określono długość obwodu podstawy stożka przebicia  $u_{base}$  odpowiednio z widoku z góry dla płyt PC, ze względu na ich kruchy charakter zniszczenia, oraz z widoku od dołu dla płyt SyFRC, w których obecność włókien umożliwiła inwentaryzację powierzchni dolnej płyty. Następnie, przy założeniu, że użyteczna wysokość płyty wynosi  $d = 0,75h$  (gdzie  $h$  to grubość płyty), obliczono odpowiadającą długość obwodu kontrolnego stożka na tej wysokości ( $u_{eq} = 0,75u_{base}$ ). Na podstawie wartości  $u_{eq}$  określono odpowiadającą mu odległość  $a$  oraz kąt  $\theta$ . Wyniki tych obliczeń zestawiono w Tabeli 5, natomiast na Rysunku 9 przedstawiono średnie wartości kąta nachylenia stożków przebicia  $\theta$  poszczególnych typów płyt 1-6. Położenia krytycznego przekroju kontrolnego  $a$  płyt SyFRC mieściły

się w zakresie od  $0,64d$  do  $0,98d$ , w zależności od rodzaju i dawki włókien, podczas gdy dla płyt PC  $a = 0,11d$ . Przeprowadzona analiza wykazała, że obciążenie siłą skupioną płyt PC doprowadziło do powstawania niemal pionowych stożków przebicia o kształcie zbliżonym do prostopadłościanu. Natomiast w przypadku płyt SyFRC obserwowano stożki o nieregularnym kształcie ściętego ostrosłupa. Dodatek SyFs skutkowało zatem zmniejszeniem kąta nachylenia stożka przebicia  $\theta$  oraz zwiększeniem odległości krytycznego obwodu kontrolnego od powierzchni obciążenia  $a$ . Podobną tendencję zaobserwowano w przypadku płyt typu 5, zawierających zwiększoną ilość włókien PD ( $3 \text{ kg/m}^3$ ), w porównaniu do płyt typu 4 ( $2 \text{ kg/m}^3$ ), gdzie również stwierdzono spadek wartości kąta  $\theta$  oraz wzrost odległości  $a$ . Natomiast w przypadku stożków przebicia z płyt typu 2 i 3, zawierających włókna PM, nie zaobserwowano wyraźnego wpływu zwiększenia dozowania SyFs na geometrię stożków. Prawdopodobną przyczyną była tutaj obniżona wytrzymałość na ściskanie oraz nierównomierne rozmieszczenie włókien w betonie typu 3, wynikające z pogorszonej urabialności mieszanki. Pomimo tego stwierdzono, że zarówno dodatek, jak i ilość SyFs mają wpływ na przebieg rys ścinających, a tym samym na kształt stożka przebicia oraz długość krytycznego obwodu kontrolnego. Z drugiej strony, zmiana typu włókien z PM na FF nie wpłynęła istotnie ani na wartość kąta  $\theta$ , ani na odległość  $a$ . Ponownie należy jednak podkreślić, że w analizie tej uwzględniono jedynie stożek przebicia z jednej płyty typu 6, co ogranicza możliwość formułowania jednoznacznych wniosków. Warto również zaznaczyć, że wszystkie stożki przebicia z płyt SyFRC zachowały integralność strukturalną, co znacząco ułatwiało ich transport, podczas gdy stożki z płyt PC, ulegały kruchemu zniszczeniu i rozpadały się na fragmenty przy próbie ich przeniesienia.



Rysunek 7 Wybrane stożki przebicia badanych płyt 1-6 podpartych na gruncie, obciążonych centralną siłą skupioną

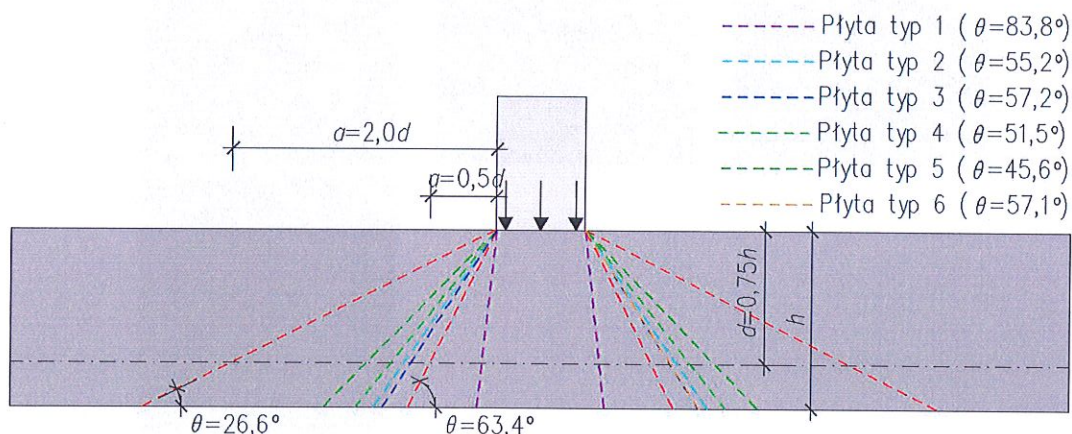


Rysunek 8 Obrys obwodów podstaw stożków przebicia badanych płyt typu 1-6 podpartych na gruncie, obciążonych centralną siłą skupioną

Tabela 5 Zestawienie długości zastępczych krytycznych obwodów kontrolnych stożków przebicia  $u_{eq}$  wraz z odpowiadającymi im kątami  $\theta$  i odległościami  $a$  dla badanych płyt typu 1-6 podpartych na gruncie, obciążonych centralną siłą skupioną

Płyta nr	Obwód podstawy stożka przebicia $u_{base}$ [mm]	Zastępczy krytyczny obwód kontrolny stożka przebicia na użytecznej wysokości płyty $u_{eq}$ [mm]	Odległość krytycznego przekroju kontrolnego od powierzchni obciążenia $a$ [mm]	Kąt nachylenia stożka przebicia $\theta$ [°]
1.1	618	464	$a = 10 \text{ mm} = 0,07d$	$\theta = 86,1^\circ$
1.2	563	563*	$a = 26 \text{ mm} = 0,17d$	$\theta = 80,2^\circ$
1.3	482	482*	$a = 13 \text{ mm} = 0,09d$	$\theta = 85,1^\circ$
<b>1</b>	<b>554</b>	<b>503</b>	<b><math>a = 16 \text{ mm} = 0,11d</math></b>	<b><math>\theta = 83,8^\circ</math></b>
2.1	1264	948	$a = 87 \text{ mm} = 0,58d$	$\theta = 59,8^\circ$
2.2	1435	1076	$a = 108 \text{ mm} = 0,72d$	$\theta = 54,3^\circ$
2.3	1518	1139	$a = 118 \text{ mm} = 0,78d$	$\theta = 51,9^\circ$
<b>2</b>	<b>1406</b>	<b>1054</b>	<b><math>a = 104 \text{ mm} = 0,69d</math></b>	<b><math>\theta = 55,2^\circ</math></b>
3.1	1109	832	$a = 69 \text{ mm} = 0,46d$	$\theta = 65,4^\circ$
3.2	1501	1125	$a = 115 \text{ mm} = 0,77d$	$\theta = 52,4^\circ$
3.3	1416	1062	$a = 105 \text{ mm} = 0,70d$	$\theta = 54,9^\circ$
<b>3</b>	<b>1342</b>	<b>1007</b>	<b><math>a = 97 \text{ mm} = 0,64d</math></b>	<b><math>\theta = 57,2^\circ</math></b>
4.1	1514	1135	$a = 117 \text{ mm} = 0,78d$	$\theta = 52,0^\circ$
4.2	1564	1173	$a = 123 \text{ mm} = 0,82d$	$\theta = 50,6^\circ$
4.3	1524	1143	$a = 118 \text{ mm} = 0,79d$	$\theta = 51,8^\circ$
<b>4</b>	<b>1534</b>	<b>1150</b>	<b><math>a = 119 \text{ mm} = 0,80d</math></b>	<b><math>\theta = 51,5^\circ</math></b>
5.1	1409	1057	$a = 105 \text{ mm} = 0,70d$	$\theta = 55,1^\circ$
5.2	2212	1659	$a = 200 \text{ mm} = 1,34d$	$\theta = 36,8^\circ$
5.3	1674	1255	$a = 136 \text{ mm} = 0,91d$	$\theta = 47,8^\circ$
<b>5</b>	<b>1765</b>	<b>1324</b>	<b><math>a = 147 \text{ mm} = 0,98d</math></b>	<b><math>\theta = 45,6^\circ</math></b>
<b>6.3</b>	<b>1347</b>	<b>1010</b>	<b><math>a = 97 \text{ mm} = 0,65d</math></b>	<b><math>\theta = 57,1^\circ</math></b>

Uwaga: \* Stożki przebicia z płyt 1.2 i 1.3 miały kształt prostopadłościanu, dlatego przyjęto, że obwód na użytecznej wysokości płyty  $u_{eq}$  jest równy obwodowi podstawy stożka przebicia  $u_{base}$ .

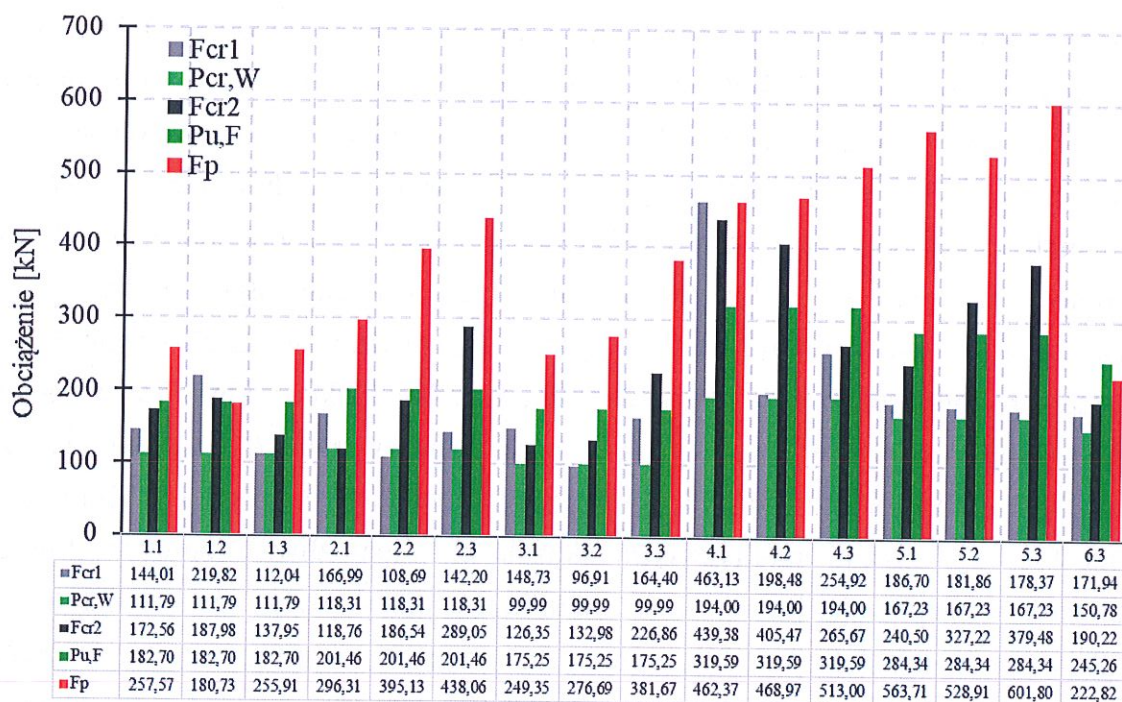


Rysunek 9 Zestawienie średnich kątów nachylenia stożków przebicia  $\theta$  z badanych płyt typu 1-6 podpartych na gruncie, obciążonych centralną siłą skupioną, gdzie wartości kątów  $\theta = 63,4^\circ$  i  $26,6^\circ$  odpowiadają odległościom  $a = 0,5d$  i  $2,0d$  (czerwone linie)

Rysunek 10 przedstawia porównanie eksperymentalnie wyznaczonych sił odpowiadających pierwszemu i drugiemu zarysowaniu przy zginaniu ( $F_{cr1}$  i  $F_{cr2}$ ) oraz nośności na przebicie ( $F_p$ ) z analitycznie obliczonymi nośnościami płyt typu 1-6,

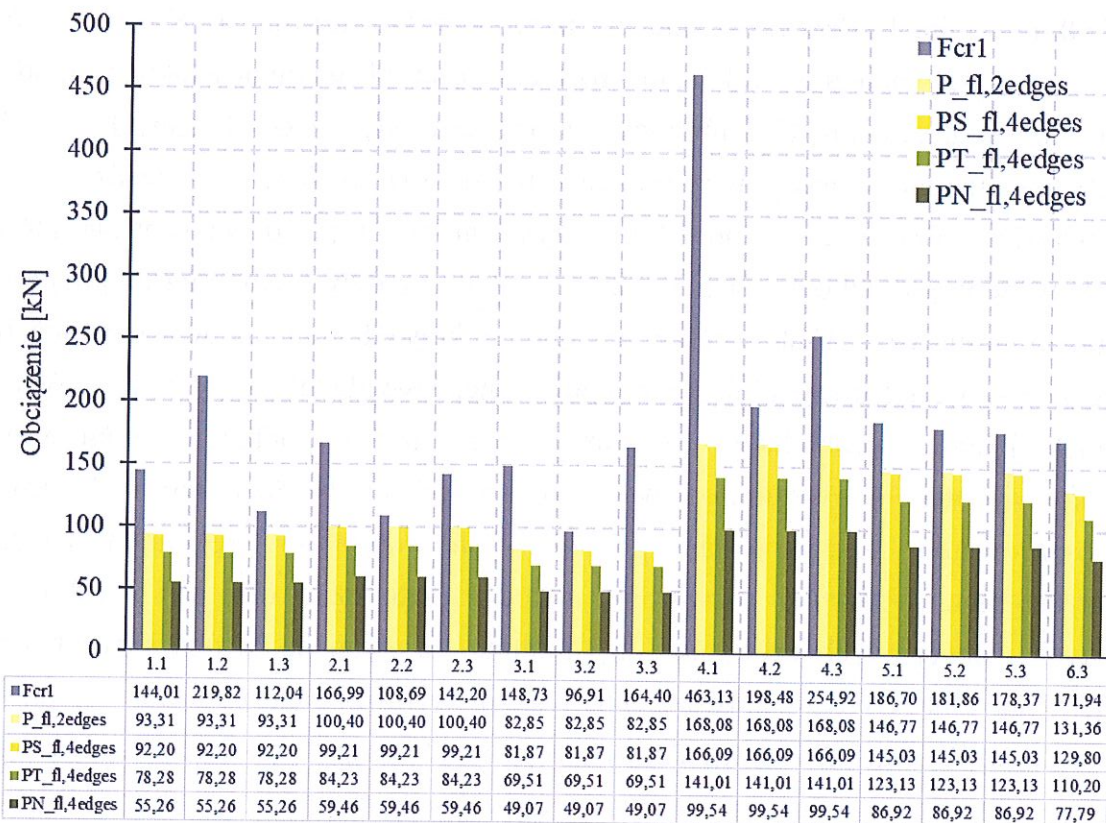
podpartymi na gruncie i obciążonymi centralną siłą skupioną. Obliczenia przeprowadzono według modeli Westergaarda ( $P_{cr,W}$ ) oraz Falknera i in. ( $P_{u,F}$ ). Z analizy wynika, że model Westergaarda pozwala na stosunkowo trafne oszacowanie obciążenia rysującego  $F_{cr1}$ . Tylko w przypadku płyt 2.2 i 3.2 wartości  $F_{cr1}$  były niższe od  $P_{cr,W}$  o maksymalnie 9%. Z drugiej strony, dla płyt 1.2 i 4.1 siła  $F_{cr1}$  wyniosła około dwukrotność wartości  $P_{cr,W}$ . Po wykluczeniu tych czterech płyt, obserwowane w badaniach  $F_{cr1}$  było o średnio 23% mniejsze niż przewidywane analitycznie  $P_{cr,W}$ . Stwierdzono ponadto, że nośność obliczona według modelu Falknera i in. ( $P_{u,F}$ ) w ponad połowie przypadków przewyższała siłę  $F_{cr2}$ . Jednocześnie wartość  $P_{u,F}$  była niższa niż  $F_p$  w niemal wszystkich przypadkach, a wyjątek stanowiła jedynie płyta 1.2. Korelacja wartości  $F_{cr2}$  z wynikami analitycznymi okazała się niemożliwa, ponieważ drugie zarysowanie występowało już w fazie nieliniowej pracy płyty, nieuwzględnionej w analizowanych modelach obliczeniowych. Ponadto, podejścia teoretyczne Westergaarda oraz Falknera i in. zaniżały co najmniej 2,3- i 1,4-krotnie, odpowiednio nośności  $F_p$  badanych płyt SyFRC. Natomiast, w przypadku modelu Shentu i in., obliczone nośności ( $P_{u,S}$ ) mieściły się w zakresie od 1372 kN do 1658 kN, a więc były kilkakrotnie wyższe od wartości uzyskanych zarówno według modelu Westergaarda, jak i Falknera i in. Dodatkowo, znacznie przewyższały wartości sił  $F_{cr1}$ ,  $F_{cr2}$  i  $F_p$  uzyskanych eksperymentalnie. Tak istotna rozbieżność mogła wynikać z faktu, że model Shentu i in. uwzględnia efekt membranowy, który nie występował w badanych płytach ze względu na ich mniejsze wymiary oraz brak bocznego ograniczenia krawędzi.

W związku z obserwacjami morfologii zarysowań oraz ugięć podczas badań, które sugerowały, że w początkowej fazie obciążania płyty nie były równomiernie podparte na podłożu gruntowym i/lub wzdłuż wszystkich krawędzi na stalowych wałkach, przeprowadzono dodatkowe obliczenia analityczne. Uwzględniono w nich zarówno przypadek jedynie swobodnego podparcia płyty, jak i podparcia gruntowego z dodatkowym oparciem wzdłuż od dwóch do czterech krawędzi. Celem tych analiz było oszacowanie rzeczywistych, początkowych warunków podparcia każdej z badanych płyt. Wszystkie rozważane metody analityczne dla płyt swobodnie podpartych i obciążonych centralną siłą skupioną, zarówno na dwóch krawędziach ( $P_{fl,2edges}$ ), jak i na czterech krawędziach, według wzorów zaproponowanych przez kolejno: Starosolskiego ( $P_{fl,4edges}^S$ ), Timoshenkę i in. ( $P_{fl,4edges}^T$ ) oraz Niezgodzińskiego i in. ( $P_{fl,4edges}^N$ ), przewidywały niższe nośności niż eksperymentalnie uzyskane siły  $F_{cr1}$  (Rysunek 11). Dla płyt typu 1-6 obliczone wartości  $P_{fl,2edges}$ ,  $P_{fl,4edges}^S$ ,  $P_{fl,4edges}^T$  i  $P_{fl,4edges}^N$  stanowiły średnio odpowiednio 73%, 72%, 61% i 43% siły  $F_{cr1}$ . Wyniki te wskazują, że w początkowej fazie badania, płyty były co najmniej częściowo podparte przez grunt.



Płyta nr

Rysunek 10 Porównanie eksperymentalnie uzyskanych sił odpowiadających pierwszemu i drugiemu zarysowaniu przy zginaniu ( $F_{cr1}$  i  $F_{cr2}$ ) oraz nośności na przebicie ( $F_p$ ) z analitycznie obliczonymi nośnościami badanych płyt typu 1-6, podpartymi na gruncie i obciążonymi centralną siłą skupioną, według modeli Westergaarda ( $P_{cr,W}$ ) oraz Falknera i in. ( $P_{u,F}$ )



Płyta nr

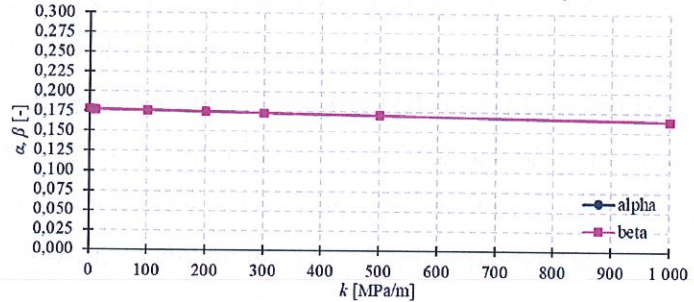
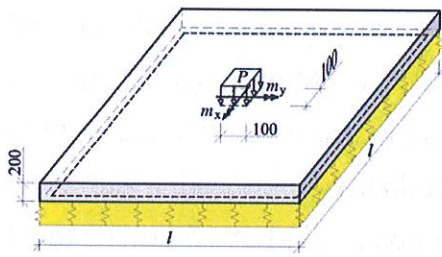
Rysunek 11 Porównanie eksperymentalnie uzyskanych sił odpowiadających pierwszemu zarysowaniu przy zginaniu ( $F_{cr1}$ ) z analitycznie obliczonymi nośnościami badanych płyt typu 1-6, podpartymi swobodnie na dwóch ( $P_{fl,2edges}$ ) lub czterech krawędziach ( $P_{fl,4edges}^S$ ,  $P_{fl,4edges}^T$ ,  $P_{fl,4edges}^N$ ) i obciążonymi centralną siłą skupioną według wybranych metod

W związku z faktem, że dostępna literatura nie dostarcza rozwiązań analitycznych dla przypadków płyt jednocześnie podpartych na gruncie oraz wzdłuż ich krawędzi, konieczne było opracowanie autorskiego podejścia analitycznego. W tym celu, w programie ABC Płyta, utworzono cztery uproszczone modele inżynierskie umożliwiające obliczenie nośności płyt na gruncie obciążonych centralną siłą skupioną, z dodatkowym podparciem wzdłuż czterech (Model 1), dwóch naprzeciwległych (Model 2), trzech (Model 3) i dwóch sąsiadujących (Model 4) krawędzi. Obliczone wartości sił oznaczono odpowiednio jako  $P^1_{4edges}$ ,  $P^2_{2edges,o}$ ,  $P^3_{3edges}$  oraz  $P^4_{2edges,a}$  i odpowiadały one wartości  $\min(P^x, P^y)$ , które wyznaczano zgodnie z założeniami przedstawionymi na Rysunku 12. Na podstawie wyników obliczeń (Rysunek 13) stwierdzono, że Model 1 generował najwyższe wartości sił niszczących  $P^1_{4edges}$ , co było zgodne z oczekiwaniami, ponieważ większa liczba podpartych krawędzi zapewnia sztywniejsze warunki brzegowe, prowadząc do wyższej nośności płyty. Z kolei Model 2, uwzględniający podparcie jedynie na dwóch przeciwległych krawędziach, wykazywał najniższe wartości sił  $P^2_{2edges,o}$ , co potwierdza jego najmniejszą sztywność spośród wszystkich analizowanych modeli. Modele 3 i 4 dały wyniki pośrednie, przy czym nieoczekiwanie szacowana nośność płyt z trzema podpartymi krawędziami (Model 3 –  $P^3_{3edges}$ ) okazała się niższa niż w przypadku płyt podpartych na dwóch sąsiednich krawędziach (Model 4 –  $P^4_{2edges,a}$ ). Może to wynikać z ograniczeń przyjętego modelu liniowego, jak również ze sposobu uśredniania momentów zginających na odcinku 30 cm (szerokość stempla + 2 x 0,5 x grubość płyty), który mógł obejmować obszar poza ekstremami momentów. Niemniej jednak, dla 7 z 16 badanych płyt podpartych na gruncie wartości sił powodujących pierwsze zarysowanie  $F_{cr1}$  przewyższały wartości obliczone w ramach wszystkich czterech modeli. Może to wskazywać na fakt, że badane płyty były równomiernie podparte wzdłuż wszystkich krawędzi. Wyjątek stanowiły płyty 1.3, 4.2, 5.1, 5.2, 5.3 oraz 6.3, jak również płyty 2.2 i 3.2, dla których obliczenia sugerowały ograniczone podparcie, odpowiednio do dwóch sąsiadujących lub przeciwległych krawędzi, z częściowym podparciem wzdłuż trzeciej. Płyta 2.3 oraz niepodparta gruntowo płyta 6.2 były najprawdopodobniej oparte na dwóch sąsiadujących stalowych wałkach i nierównomiernie na pozostałych krawędziach. Należy jednak zaznaczyć, że wyniki analiz nie pokrywają się w pełni z obserwacjami poczynionymi podczas badań. Morfologia oraz kolejność pojawiania się rys sugerowały bowiem, że większość płyt była początkowo podparta wzdłuż dwóch przeciwległych krawędzi. Wobec tego, mimo przeprowadzonych analiz oraz zastosowania różnych modeli obliczeniowych, jednoznaczne określenie warunków podparcia badanych płyt w początkowej fazie obciążania pozostaje niemożliwe.

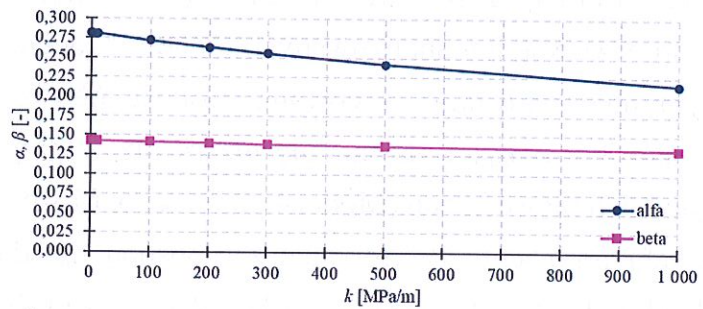
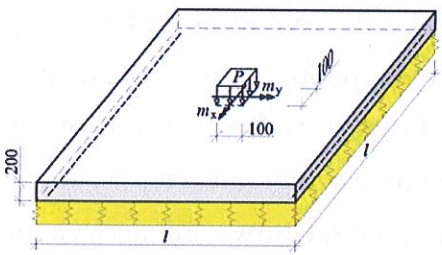
W dalszych pracach zaleca się wykonanie analiz nieliniowych, co umożliwi zwiększenie dokładności oraz wiarygodności uzyskiwanych wyników analitycznych.

$\min \begin{cases} p_x = \frac{f_{ct,fl} \cdot h^2 \cdot b}{6 \cdot \alpha \cdot l} \\ p_y = \frac{f_{ct,fl} \cdot h^2 \cdot b}{6 \cdot \beta \cdot l} \end{cases}$	gdzie: $P^x$ i $P^y$ – centralna siła skupiona na kierunku $x$ i $y$ , odpowiednio [N], $f_{ct,fl}$ – wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu [N/mm <sup>2</sup> ], $h$ – grubość płyty [mm], $b$ i $l$ – szerokość i rozpiętość płyty między wałkami, odpowiednio [mm], $\alpha$ i $\beta$ – parametr odpowiadający kierunkowi $x$ i $y$ , odpowiednio [-].
--	--

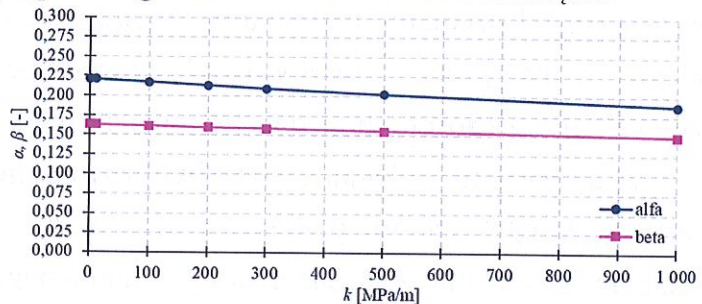
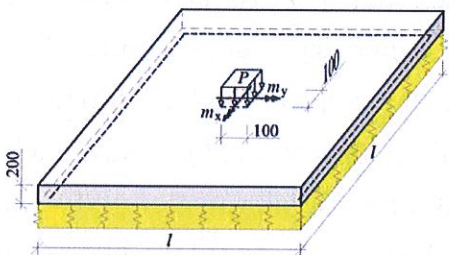
a) Model 1 – centralnie obciążona płyta podparta na gruncie i dodatkowo wzdłuż 4 krawędzi



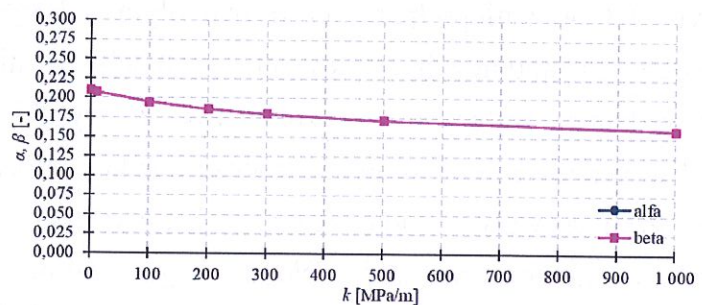
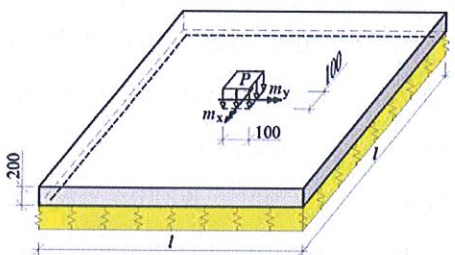
b) Model 2 – centralnie obciążona płyta podparta na gruncie i dodatkowo wzdłuż 2 krawędzi naprzeciwległych



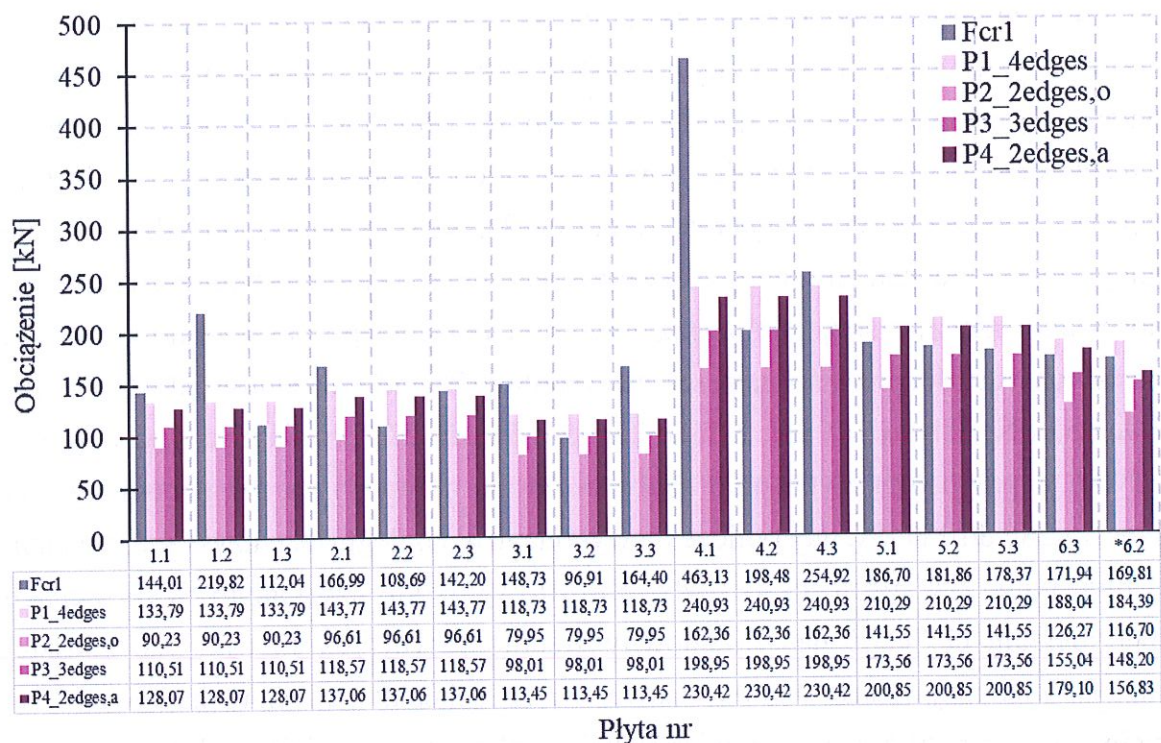
c) Model 3 – centralnie obciążona płyta podparta na gruncie i dodatkowo wzdłuż 3 krawędzi



d) Model 4 – centralnie obciążona płyta podparta na gruncie i dodatkowo wzdłuż 2 krawędzi sąsiadujących



Rysunek 12 Wartości parametrów  $\alpha$  i  $\beta$  w zależności od modułu reakcji podłoża  $k$  oraz warunków podparcia krawędziowych płyt podpartych na gruncie, obciążonych centralną siłą skupioną



Płyta nr

Rysunek 13 Porównanie eksperymentalnie uzyskanych sił odpowiadających pierwszemu zarysowaniu przy zginaniu ( $F_{cr1}$ ) z analitycznie obliczonymi nośnościami badanych płyt typu 1-6, podpartymi na gruncie i dodatkowo wzdłuż krawędzi według Modeli 1-4 ( $P^1_{4edges}$ ,  $P^2_{2edges,o}$ ,  $P^3_{3edges}$ ,  $P^4_{2edges,a}$ ), obciążonych centralną siłą skupioną

Na podstawie Modeli 1-4 przedstawiono i umówiono również procedurę walidacji modeli analitycznych, gdyż ich założenia najlepiej odzwierciedlały warunki eksperymentalne, w szczególności geometrię płyt oraz sposób ich podparcia (podłoże + podpory krawędziowe). Taka walidacja może uwzględniać rozbieżności pomiędzy założeniami przyjętymi w modelu analitycznym a rzeczywistą metodologią badań oraz niepewności pomiarowe i zmienność właściwości materiałowych. Zaproponowana procedura walidacji okazała się skuteczna, gdy dostępna była wystarczająca liczba próbek o niedużym zróżnicowaniu wyników. Przyjęto, że wiarygodna walidacja modeli analitycznych wymaga co najmniej trzech wyników oraz współczynnika zmienności nieprzekraczającego 15%. W przypadku płyt typu 5 empiryczne współczynniki walidacyjne mieściły się w zakresie od 0,833 do 1,238, w zależności od rozważanego Modelu 1-4. Przedstawioną metodę walidacji można w analogiczny sposób zastosować do innych modeli analitycznych.

Najwięcej uwagi w części analitycznej poświęcono jednak wytycznym TR34, dedykowanym projektowaniu płyt podpartych na gruncie. Wstępne obliczenia nośności na przebicie przeprowadzono dla krytycznego przekroju kontrolnego zlokalizowanego w odległości  $a = 2d$  od krawędzi powierzchni obciążenia, zgodnie z wytycznymi TR34. Celem tych analiz było między innymi oszacowanie możliwego mechanizmu

zniszczenia jeszcze przed rozpoczęciem badań eksperymentalnych. Wyniki testów elementów płytowych potwierdziły wnioski z obliczeń, ponieważ we wszystkich przypadkach odnotowano zniszczenie z uwagi na przebicie. W dalszej kolejności wykonano obliczenia dla odległości  $a$  wyznaczonych eksperymentalnie. Także w tym przypadku, niezależnie od rodzaju materiału (SyFRC lub PC), obliczenia jednoznacznie wskazywały na mechanizm zniszczenia przez przebicie. Należy jednak zaznaczyć, że zastosowanie rzeczywistego położenia przekroju kontrolnego skutkowało wzrostem obliczonych wartości nośności na przebicie o średnio 7%, odpowiednio z 203 do 238 kN, 232 do 253 kN, 218 do 241 kN, 277 do 285 kN, 245 do 274 kN dla płyt typu 1, 2, 3, 4 i 6. Tylko w przypadku płyt typu 5 zaobserwowano niewielki spadek przewidywanej nośności z 286 do 284 kN, gdy obliczenia wykonano dla odległości  $a$  uzyskanej z badań. Dla płyt typu 2-5, wartości te były bliższe wynikom uzyskanym w badaniach eksperymentalnych, choć nadal stanowiły średnio jedynie około 61% rzeczywistej nośności. Niemniej jednak należy zauważyć, że schemat statyczny badanych płyt jedynie w przybliżeniu odzwierciedlał założenia modelu obliczeniowego przedstawionego w TR34, co mogło przyczynić się do różnic pomiędzy wynikami eksperymentalnymi a analitycznymi. W dalszej części analiz oszacowano udział betonu, SyFs oraz podparcia gruntowego w całkowitej nośności płyt na przebicie. Dla przypadku  $a = 2d$ , średni udział betonu, włókien i gruntu wynosił odpowiednio 75,1%, 9,9% oraz 15,0%. Natomiast przy zastosowaniu eksperymentalnie wyznaczonych odległości  $a$ , udział betonu wzrósł istotnie do 91,7%, podczas gdy włókna oraz grunt były odpowiedzialne za przenoszenie jedynie średnio 4,7% oraz 3,6% obciążenia skupionego, odpowiednio. Zmiana ta wynikała głównie ze znacznego zmniejszenia odległości  $a$  od krawędzi powierzchni obciążenia, co bezpośrednio wpłynęło na zwiększenie minimalnej wytrzymałości betonu na ścinanie i jego udziału w nośności płyty. Z drugiej strony skrócenia długości krytycznego obwodu kontrolnego skutkowało mniejszym udziałem SyFs i odporu gruntu. Stwierdzono również, że pomimo obecności SyFs, ich wpływ na nośność na przebicie okazał się relatywnie niewielki według obliczeń opartych na TR34, co nie pokrywało się z wynikami badań eksperymentalnych. Niedośzacowanie to wyjaśniono bardzo konserwatywnym podejściem do obliczania dodatkowej wytrzymałości na ścinanie wynikającej z dodania do betonu włókien ( $v_f$ ) przyjętym w TR34. Raport tłumaczy to bardzo małą ilością wiarygodnych badań dotyczących wpływu makrowłókien SyFs na wytrzymałość na ścinanie. W związku z powyższym przeprowadzono analizę alternatywnych wzorów do wyznaczania  $v_f$  proponowanych w innych normach (Rysunek 14).

TR34	▶	$v_f = \frac{0,12 \cdot \left( \frac{f_{R,1} + f_{R,2} + f_{R,3} + f_{R,4}}{4} \right)}{2}$
RILEM TC 162-TDF	▶	$v_f = 0,12 \cdot f_{R,4}$
PN-EN 1992-1-1:2024	▶	$v_f = \kappa_O \cdot \kappa_G \cdot 0,33 \cdot f_{R,3}$ gdzie: $\kappa_O = 1,0$ and $\kappa_G = 1,0$
Model Code 2010	▶	$v_f = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R,3} + 0,2f_{R,1})$ gdzie: $f_{Fts} = 0,45f_{R,1}$ ; $w_u = 1,5$ mm, and $CMOD_3 = 2,5$ mm

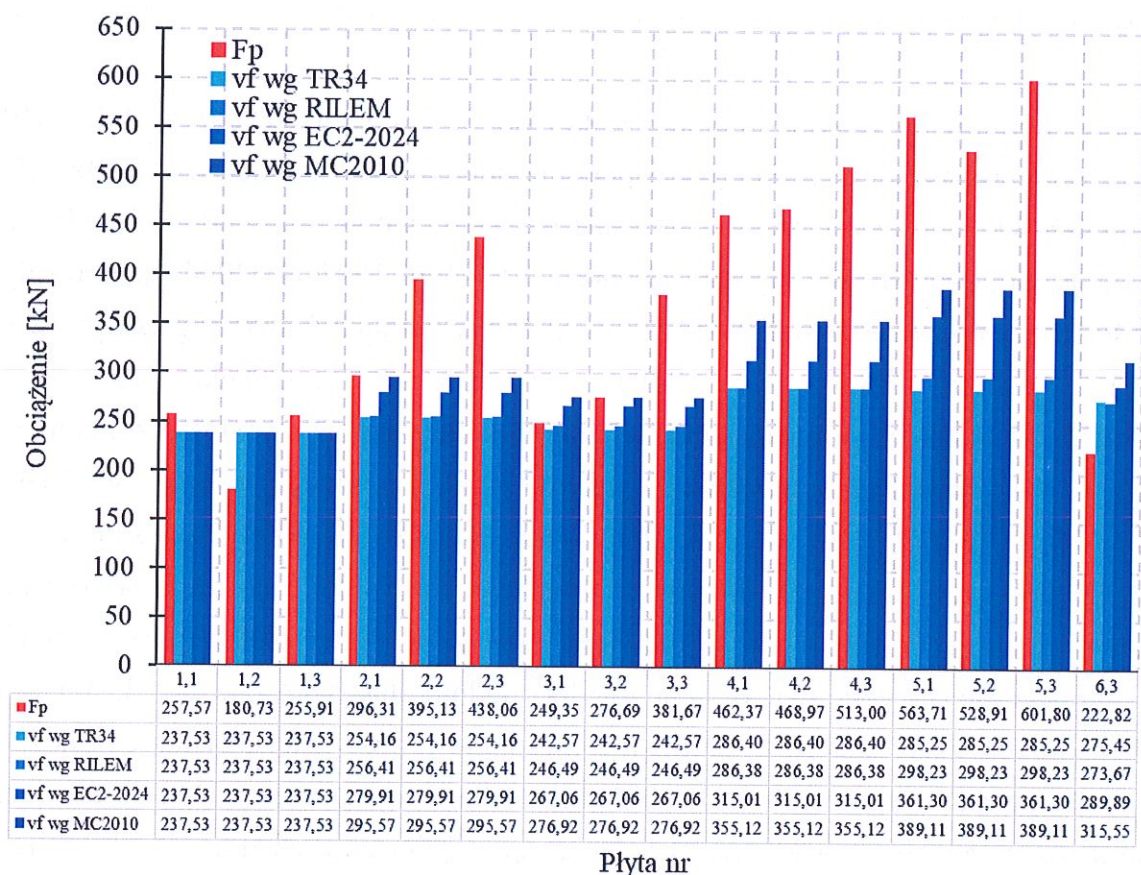
Rysunek 14 Wzory zaproponowane w wybranych normach do obliczania dodatkowej wytrzymałości na ścinanie wynikającej z obecności włókien w betonie  $v_f$

Spośród porównywanych, wzór na  $v_f$  zawarty w Model Code 2010 (MC2010) wskazywał na największy udział SyFs w przenoszeniu siły skupionej, a wartość ta była co najmniej 4,9-krotnie wyższa niż uzyskana na podstawie wzoru z TR34 (Tabela 6). Obliczenia przeprowadzone zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1:2024 generowały wartości niższe od MC2010 o 22% do 51%, lecz wciąż ponad 2,4-krotnie przewyższały wyniki według TR34. Z kolei zastosowanie równania zawartego w RILEM TC 162-TDF prowadziło zazwyczaj do wytrzymałości  $v_f$  bardzo zbliżonych do TR34. Warto również podkreślić, że jedynie wyniki  $v_f$  według wzorów MC2010, RILEM TC 162-TDF oraz PN-EN 1992-1-1:2024 odzwierciedlały ten sam trend pomiędzy poszczególnymi nośnościami na przebicie płyt SyFRC, jaki zaobserwowano w badaniach eksperymentalnych. Mianowicie, najwyższą wytrzymałość  $v_f$  i nośność  $F_p$  uzyskano dla płyty typu 5, a następnie odpowiednio dla typów 4, 2 i 3. Wyniki analityczne dla płyty 6.3 były natomiast niespójne z doświadczalnymi, co można przypisać ograniczonej, do jednej, liczbie próbek dla tego typu płyty. Podsumowując, spośród rozważanych wzorów analitycznych, najbardziej odpowiednie do obliczania udziału SyFs w nośności z uwagi na przebicie wydają się wzory zawarte w PN-EN 1992-1-1:2024 oraz MC2010. Ich przewagę potwierdza fakt, że równania te w dużym stopniu opierają się na wartości wytrzymałości resztkowej  $f_{R,3}$  z 3PBT belek, która zgodnie z wynikami badań eksperymentalnych płyt koreluje z siłą odpowiadającą przebiciu  $F_p$ .

Tabela 6 Dodatkowa wytrzymałość na ścinanie wynikająca z dodania do betonu SyFs badanych płyt typu 2-6, podpartych na gruncie i obciążonych centralną siłą skupioną, według procedur Raportu Technicznego 34 w zależności od zastosowanego wzoru na obliczenie  $v_f$

Typ płyty	2	3	4	5	6.3
$v_f$ wg TR34 [MPa]	0,056	0,048	0,095	0,106	0,065
$v_f$ wg RILEM TC 162-TDF [MPa]	0,070	0,073	0,095	0,168	0,054
$v_f$ wg PN-EN 1992-1-1:2024 [MPa]	0,213	0,205	0,253	0,469	0,157
$v_f$ wg Model Code 2010 [MPa]	0,309	0,268	0,475	0,602	0,321

Rysunek 15 przedstawia porównanie uzyskanych eksperymentalnie sił  $F_p$  z obliczonymi wartościami nośności na przebicie badanych płyt. Obliczenia te wykonano zgodnie z procedurą TR34 przy zastosowaniu wybranych wzorów do wyznaczenia  $v_f$  oraz uwzględnieniu skorygowanego udziału podłoża gruntowego w przenoszeniu obciążenia skupionego.



Rysunek 15 Porównanie eksperymentalnie uzyskanych sił odpowiadających przebiciu ( $F_p$ ) z analitycznie obliczonymi nośnościami na przebicie badanych płyt typu 2-6, podpartych na gruncie i obciążonych centralną siłą skupioną, według procedury Raportu Technicznego 34 w zależności od wybranego wzoru na obliczenie  $v_f$  i uwzględnieniem skorygowanego udziału podłoża w przenoszeniu obciążeń

Na początku należy zaznaczyć, że w wyniku bardziej szczegółowych obliczeń reakcji podłoża, udział gruntu w całkowitej nośności na przebicie wzrósł nieznacznie, średnio z 3,6% do 4,1%. Dodatkowo, nie uzyskano pełnej zgodności wyników analitycznych z wynikami eksperymentalnymi. Średnie niedoszacowanie nośności z uwagi na przebicie, po wykluczeniu z analizy wyników z płyty 6.3, wynosiło odpowiednio: 60% ( $v_f$  wg TR34), 57% ( $v_f$  wg RILEM TC 162-TDF), 39% ( $v_f$  wg PN-EN 1992-1-1:2024) oraz 29% ( $v_f$  wg MC2010). Rozbieżności te można tłumaczyć innymi warunkami pracy badanych elementów płytowych i rzeczywistych płyt podpartych na gruncie, których dotyczą założenia TR34. Mowa tutaj o m.in. mniejszych

wymiarach badanych płyt, ograniczonej możliwości przemieszczeń bocznych gruntu i obecności płyty wielkich sił, skutkujących zwiększoną sztywnością podłoża gruntowego i innym rozkładem naprężeń w gruncie. Niemniej jednak, obliczenia analityczne według TR34 umożliwiły trafną ocenę mechanizmu zniszczenia oraz oszacowanie wartości nośności badanych płyt z uwagi na przebicie, z zachowaniem marginesu bezpieczeństwa. Kluczowe okazało się jednak uwzględnienie rzeczywistego położenia krytycznego przekroju kontrolnego oraz mniej konserwatywne oszacowanie udziału gruntu i SyFs w przenoszeniu obciążenia skupionego.

Podsumowując, rola SyFs w przenoszeniu obciążeń jest często pomijana lub przyjęta w sposób bardzo konserwatywny, a zastosowanie SyFs ogranicza się jedynie do przeciwdziałania zarysowaniom. Przeprowadzone badania i analizy wskazały jednak na istotny udział SyFs w nośności na przebicie płyt podpartych na gruncie obciążonych centralną siłą skupioną. Dodatkowo, sprawdzenie warunku przebicia w tego typu elementach okazała się niezbędne i absolutnie nie może być pomijane w procesie projektowania płyt na gruncie. Spośród dostępnych norm i przewodników projektowych, TR34 okazał się najbardziej adekwatną pozycją literaturową do obliczania nośności płyt SyFRC podpartych na gruncie. Wytyczne te zawierają procedury analityczne zarówno do obliczania nośności na zginanie, jak i z uwagi na przebicie, uwzględniające jednocześnie udział włókien oraz odpór podłoża gruntowego w przenoszeniu obciążeń skupionych. Na podstawie przeprowadzonych badań oraz sformułowanych wniosków zaproponowano również praktyczne wskazówki projektowe dotyczące sposobu uwzględniania udziału SyFs w obliczeniach nośności na przebicie oraz przyjmowania położenia krytycznego przekroju kontrolnego. Potwierdzenie uzyskały tezy 2, 3 i 4 rozprawy doktorskiej. Natomiast, tezy 1 i 5 zostały potwierdzone jedynie częściowo, co wynikało z ograniczonego zakresu badań oraz złożoności rozważanego zagadnienia. W związku z tym konieczne są dalsze prace badawcze, w szczególności uwzględniające: szerszy zakres rodzajów i dozowań SyFs, różnorodne warunki podparcia (m.in. inne rodzaje gruntu, jego uwarstwienia i zagęszczenia), zróżnicowane typy obciążeń (np. wielopunktowe, liniowe, równomiernie rozłożone, zlokalizowane przy krawędzi lub w narożu), inną geometrię elementów badawczych oraz zastosowanie zaawansowanych technik pomiarowych. Istotne byłoby również uzupełnienie programu badawczego o modelowanie numeryczne w celu weryfikacji wyników i wniosków z badań eksperymentalnych. Ponadto, niektóre założenia i rozwiązania przyjęte w pracy mogą podlegać krytycznej ocenie. Między innymi znaczące różnice we właściwościach mechanicznych betonów typu 1-6, utrudniły bezpośrednią ocenę wpływu dodatku, ilości i rodzaju SyFs na pracę płyt podpartych na gruncie. W celu zwiększenia wiarygodności

formułowanych wniosków zazwyczaj badano trzy płyty dla każdego rodzaju betonu. Mimo to obserwowano rozbieżności w wynikach, co podkreśla znaczenie odpowiedniej liczby próbek w badaniach SyFRC, w których nierównomierny rozkład włókien w matrycy może istotnie wpływać na zachowanie obciążonego elementu. Z tego względu wyniki uzyskane dla płyty 6.3 interpretowano ze szczególną ostrożnością. Trudność w analizie wyników stanowiła także prefabrykacja płyt, skutkująca nierównomiernym oparciem płyt na podłożu gruntowym. Udoskonalenia wymagałoby również stanowisko badawcze oraz metody pomiarowe. Wskazane ograniczenia rozprawy otwierają jednak przestrzeń do dalszych usprawnień, weryfikacji oraz rozwoju tematyki. Niewątpliwie, przedstawiona praca wnosi istotny wkład w rozwój wiedzy w zakresie projektowania SyFRC płyt na gruncie. Jej kompleksowy zakres, obejmujący poszerzony przegląd literaturowy, badania doświadczalne oraz analizy analityczne, pozwolił na pełniejsze zrozumienie wpływu SyFs zarówno na właściwości mechaniczne betonu, jak i na zachowanie przy przebiciu elementów płytowych. Zgodnie z wiedzą autora, są to pierwsze badania, które analizują wpływ dodatku, ilości i typu SyFs na geometrię stożków przebicia oraz lokalizację krytycznego przekroju kontrolnego w płytach SyFRC podpartych na gruncie. Praca ta może stanowić podstawę do przyszłych modyfikacji obowiązujących norm oraz rozwoju praktycznych wytycznych dla projektantów.

Julia Blazy  
28.08.2025r.