

Agnieszka WIATER¹
Mateusz RAJCHEL²
Tomasz SIWOWSKI³

BADANIA PŁYT POMOSTU Z BETONU LEKKIEGO ZBROJONYCH PRĘTAMI KOMPOZYTOWYMI GFRP

Płyty betonowe w obiektach mostowych mają najmniejszą trwałość spośród wszystkich ich elementów. Jednym ze sposobów zwiększenia ich trwałości jest zastosowanie do ich zbrojenia są prętów kompozytowych, które charakteryzują się wysoką odpornością na korozję, a także wysoką wytrzymałością i małym ciężarem własnym. Badania prowadzone od kilku lat w Kanadzie, USA oraz Japonii zarówno w warunkach laboratoryjnych jak również w rzeczywistych warunkach eksploatacji mostów wykazały, że betonowe płyty pomostu zbrojone prętami kompozytowymi zachowują się bardzo dobrze pod obciążeniem i mają zdecydowanie większą trwałość. Celem pracy jest przedstawienie własnych badań statycznych i zmęczeniowych betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi, sprawdzenie ich nośności oraz trwałości zmęczeniowej. W celu uzyskania korzystnej redukcji ciężaru własnego płyt zastosowano konstrukcyjny beton lekki. Uzyskane wyniki porównano z obliczeniami normowymi. Wykazano, że płyty pomostowe z betonu lekkiego, zbrojone prętami kompozytowymi są pełnowartościową alternatywą dla konwencjonalnych płyt pomostowych.

Słowa kluczowe: płyta pomostu, pręty kompozytowe, beton lekki, badania wytrzymałościowe, badania zmęczeniowe

1. Wprowadzenie

Korozja stalowych prętów zbrojeniowych jest istotnym czynnikiem ograniczającym długość życia konstrukcji betonowych, w szczególności mostów. W drogowych obiektach mostach zjawisko korozji prętów zbrojeniowych jest

¹ Autor do korespondencji: Agnieszka Wiater, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, wiater@prz.edu.pl

² Mateusz Rajchel, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, mrajchel@prz.edu.pl

³ Tomasz Siwowski, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, siwowski@prz.edu.pl

szczególnie nasilone przez działanie soli stosowanej do odladzania nawierzchni mostowych [21]. Rozległa korozja stali zbrojeniowej powoduje pęknięcie oraz ubytki w betonowych płytach pomostowych, co prowadzi do kosztownych remontów, powodujących poważne zakłócenia w ruchu drogowym [4]. Jednym ze sposobów rozwiązania tego problemu jest stosowanie prętów zbrojeniowych z materiałów niemetalicznych [[4], [9], [21]]. Niemetaliczne zbrojenie w postaci prętów kompozytowych GFRP (ang. *glass fiber reinforced polymers*) w betonowych płytach pomostowych może znacznie wydłużyć trwałość, zmniejszyć koszty utrzymania i poprawić efektywność kosztów w cyklu życia obiektu mostowego. Ponadto użycie prętów zbrojeniowych GFRP może również zmniejszyć koszt budowy obiektu, eliminując potrzebę stosowania izolacji mostowych na płycie pomostu [4]. Pręty kompozytowe GFRP stanowią alternatywę dla tradycyjnych prętów zbrojeniowych, które zostały z powodzeniem zastosowane w Kanadzie, USA oraz Japonii w kilku obiektach mostowych [[4], [9], [11], [14], [21], [22]].

Innym zagadnieniem, które jest również przedmiotem licznych badań jest wdrożenie do budownictwa mostowego wysokowartościowych betonów lekkich HPLC [10]. Ich zastosowanie pozwala na blisko 30% redukcję ciężaru własnego, co ma bardzo duże znaczenie np. w przypadku modernizacji istniejących mostów. Dotychczas główną barierą w szerszym stosowaniu betonu lekkiego w płytach pomostowych była jego stosunkowo wysoka nasiąkliwość, co w przypadku zbrojenia stalowego zwiększało prawdopodobieństwo jego korozji i w konsekwencji destrukcji pomostu. Jednakże połączenie wysokowartościowego betonu lekkiego i prętów kompozytowych wyklucza to zagrożenie, oferując synergię zalet obu materiałów, prowadzącą do lżejszych, trwałych i tańszych w utrzymaniu mostów.

Od kilkunastu lat prowadzone są badania płyt z betonu zwykłego zbrojonego prętami kompozytowymi. Ich wyniki wykazują wysokość trwałość i bardzo dobre parametry eksploatacyjne płyt betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi [4], [5], [8], [10]. Jednym z częściej badanych problemów jest nośność płyt na ścinanie [1] [24]. Niewiele jest jednak prac dotyczących badań płyt pomostu z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi. Badania nośności na ścinanie paneli pomostowych wykonanych z betonu lekkiego zbrojonego prętami GFRP opisano w pracach [12],[15]. Wyniki porównano z danymi, uzyskanymi dla analogicznych paneli z betonu zwykłego. Wykazano, że panele z betonu lekkiego zachowują się podobnie pod obciążeniem, lecz mają mniejszą sztywność i nośność na ścinanie w odniesieniu do paneli z betonu zwykłego.

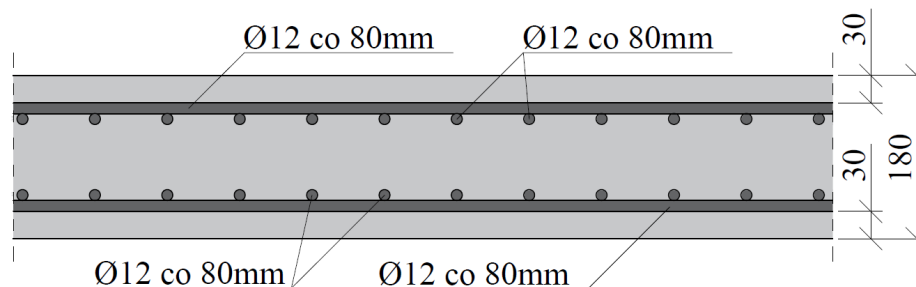
W pracy [3] opisano badania płyt z betonu lekkiego zbrojonego prętami BFRP (pręty z włókien bazaltowych) w układzie swobodnie podpartym i ciągłym, których celem była ocena zgodności parametrów opisujących zachowanie się płyt pod obciążeniem z wielkościami obliczonymi według wytycznych [2]. Wykazano dość duże rozbieżności wskazując konieczność kontynuacji badań

w szczególności w zakresie nośności na ścinanie. Badania potwierdzające wysoką trwałość zmęczeniową betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami GFRP opisano w pracach [6], [7], [25]. Dotyczyły one płyt z betonu zwykłego.

W pracy przedstawiono badania statyczne i zmęczeniowe, których przedmiotem była płyta pomostu z konstrukcyjnego betonu lekkiego klasy LC 35/38 zbrojona gładkimi prętami kompozytowymi GFRP o średnicy 12 mm. Celem badań było określenie nośności i trwałości zmęczeniowej płyt oraz porównanie wyników badań z wynikami obliczeń, przeprowadzanych zgodnie z wytycznymi ACI 440.1R-06 [2]. Procedura obliczeniowa tej normy została poddana szerszej analizie w pracy [23]. Podczas badań modeli płyt pomostu pod obciążeniem statycznym mierzono wartości przemieszczeń pionowych, odkształceń betonu, oceniano morfologię i szerokości rozwartości rys. Wyznaczono maksymalne wartości obciążenia (tzw. nośności graniczne) oraz opisano towarzyszące im postacie zniszczenia. Badania zmęczeniowe pozwoliły na oszacowanie trwałości zmęczeniowej płyt. W wyniku przeprowadzonych badań wykazano, że płyty pomostowe z betonu lekkiego, zbrojone prętami kompozytowymi mogą być pełnowartościową alternatywą dla konwencjonalnych płyt pomostowych.

2. Modele badawcze płyt pomostowych

Badania przeprowadzono na trzech pełnowymiarowych modelach płyt pomostowych o wymiarach $1,90 \times 5,14$ m i grubości 0,18 m (M1, M2, M3). Modele badawcze zostały wykonane z betonu lekkiego klasy LC 35/38 o gęstości 1970 kg/m^3 , zbrojonego dwiema siatkami prętów kompozytowych GFRP o średnicy 12 mm w rozstawie 8 cm (rys. 1). Pręty kompozytowe były produktem firmy Mostostal Warszawa S.A. i zostały wytworzone w procesie pultruzji. W celu zwiększenia ich przyczepności do betonu producent zastosował posypkę piaskiem kwarcowym 0,4/0,8. Otulina zbrojenia dolnego i górnego wynosiła 30 mm.



Rys. 1. Schemat zbrojenia płyt pomostu (przekrój poprzeczny)

Fig. 1. The scheme of slabs reinforcement (transverse section)

W celu ustalenia właściwości mechanicznych prętów kompozytowych GFRP, zostały przeprowadzone badania na rozciąganie pięciu próbek. Wyniki przeprowadzonych prób rozciągania przedstawiono w tabeli 1. Na podstawie wyników badań określono parametry wytrzymałościowe zbrojenia kompozytowego zgodnie z wytycznymi [2]: wytrzymałość prętów na rozciąganie oraz graniczne odkształcenia jako wartość średnia wyników badań pomniejszone o trzykrotną wartość odchylenia standardowego wyników, natomiast moduł sprężystości jako wartość średnia wyników badań. Uzyskane w ten sposób podstawowe właściwości mechaniczne zastosowanych prętów kompozytowych wyniosły:

- gwarantowana wytrzymałość na rozciąganie: 809,1 MPa;
- moduł Younga: 57,8 GPa,
- odkształcenie graniczne: 1,35 %.

Tabela 1. Wyniki badań prętów GFRP na rozciąganie

Table 1. Tensile test results on GFRP bars

Symbol próbki	Siła niszcząca [kN]	Wytrzymałość próbek na rozciąganie [MPa]	Moduł Younga [GPa]	Wydłużenie przy zerwaniu [%]
P1	114,95	995	55,6	1,68
P2	105,87	923	57,0	1,82
P3	120,70	1038	55,7	2,19
P4	117,17	1022	58,9	1,94
P5	121,63	1116	62,0	1,98
Wartość średnia	116,06	1018,8	57,8	1,92
Odchylenie standardowe	6,30	69,9	2,7	0,19

Eksperymentalnie ustalono również wytrzymałość betonu lekkiego na ścisaniu. Do tego celu z modelu badawczego M3 po przeprowadzeniu badań wytrzymałościowych pobrano cztery odwierty rdzeniowe o średnicy 100 mm i wysokości 180 mm (rys. 2). Zgodnie z normą [17] badanie próbek o nominalnej średnicy nie mniejszej niż 100 mm i nie większej niż 150 mm oraz wysokości równej dwukrotnej średnicy, daje wartość wytrzymałości która odpowiada wytrzymałości próbki walcowej o wymiarach 150 mm na 300 mm.

Na podstawie przeprowadzonego badania wytrzymałości betonu na ścisaniu określono średnią wytrzymałość czterech próbek na ścisaniu, która wyniosła 32,75 MPa (tabela 2).



Rys. 2. Pobieranie próbek z modelu (po lewej) oraz próbki pobrane do badań (po prawej)

Fig. 2. Taking samples from M3 slab model (left) and the samples for testing (right)

Tabela 2. Wytrzymałość betonu na ściskanie uzyskana na podstawie badań

Table 2. The compressive strength of concrete according to test

Symbol próbki	Siła niszcząca [kN]	Wytrzymałość próbek na ściskanie [MPa]
A	285,40	33,34
B	280,17	32,73
C	290,74	33,90
D	265,83	31,05
Wartość średnia	280,54	32,76

Określona zgodnie z normą [18] charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach cylindrycznych wynosiła 25,76 MPa. Zgodnie z normą [20] wyznaczono pozostałe parametry betonu z uwzględnieniem gęstości betonu lekkiego:

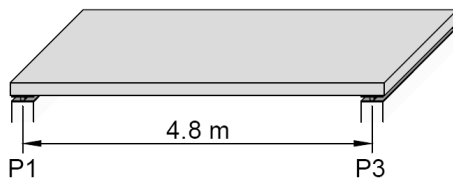
- charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie: 25,76 MPa;
- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie: 2,46 MPa;
- moduł Younga: 25,94 GPa;
- odkształcenie graniczne: 3,31%.

3. Badania statyczne płyt

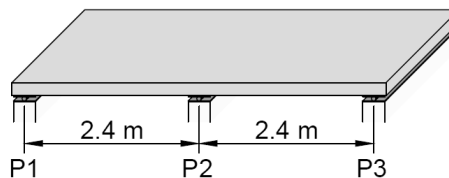
3.1. Metodologia badań statycznych

Badania statyczne przeprowadzono w dwóch schematach statycznych: schemat jednoprzęsłowy o rozpiętości 4,80 m (model M1) oraz schemat dwuprzęsłowy o rozpiętości przęseł 2,40 m (modele M2 i M3) (rys. 3). Rozpiętość w schemacie dwuprzęsłowym dostosowano do średniej wartości rozpiętości betonowych płyt pomostowych w mostach belkowych. Sposób oparcia płyt przedstawiono na rys. 4. Płyty poddane zostały kilkofazowemu obciążeniu statycznemu aż do zniszczenia.

Schemat M1:



Schemat M2, M3:



Rys. 3. Schematy badań M1, M2 (M3)

Fig. 3. Test scheme M1, M2 (M3)



Rys. 4. Sposób oparcia płyt: łożysko nieprzesuwne (po lewej) i przesuwne (po prawej)

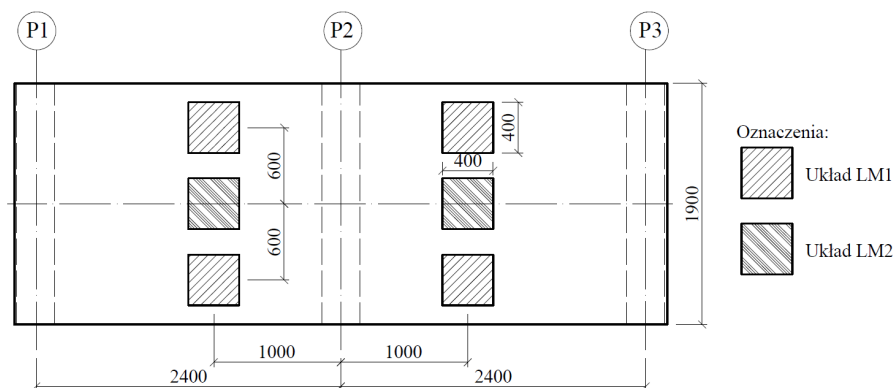
Fig. 4. Slab supports: pinned support (left) and roller support (right)

Obciążenie było generowane za pomocą siłownika hydraulicznego. W badaniach statycznych obciążenie zostało rozłożone na powierzchnię badanych płyt za pomocą belki trawersowej oraz podkładek stalowych o wymiarach $0,4 \times 0,4 \times 0,02$ m (rys. 5). Sposób przyłożenia obciążenia symulował dwa modele obciążeniowe LM1 i LM2 płyt pomostowych w obiektach mostowych wg normy [19] (rys. 6).



Rys. 5. Płyta na stanowisku badawczym

Fig. 5. The slab under testing



Rys. 6. Schematy obciążenia LM1 oraz LM2

Fig. 6. Loading schemes LM1 and LM2

W badaniach statycznych zastosowano dwa poziomy obciążenia modeli płyt pomostu: obciążenie charakterystyczne (P_k), wywołujące charakterystyczną wartość momentu zginającego w płycie pod obciążeniem normowym wg [10] oraz obciążenie obliczeniowe (P_d), wywołujące obliczeniową wartość momentu zginającego w modelu. Ostatnim cyklem było obciążenie płyt pomostu aż do zniszczenia. Właściwe obciążenie płyt poprzedzono cyklem wstępnym o wartości 50% obciążenia charakterystycznego ($0,5 P_k$) w celu ułożenia i dopasowania płyt pomostu na stanowisku badawczym. Etapy obciążania płyt przedstawiono w tabeli 3 i w tabeli 4 odpowiednio dla modeli płyt M1 i M2.

Tabela 3. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M1

Table 3. The loading steps of the M1 slab model

Etap	Wartość obciążenia [kN]	Liczba cykli	Układ obciążenia	Wartości obciążenia
1	17,5 (2 × 8,75)	1	LM1	50% charakterystycznego momentu zginającego (0,5 P _k)
2	34,9 (2 × 17,45)	3		charakterystyczny moment zginający (P _k)
3	94,5 (2 × 47,25)	3		obliczeniowy moment zginający (P _d)
4	34,2 (2 × 17,10)	3	LM2	charakterystyczny moment zginający (P _k)
5	93,0 (2 × 46,50)	3		obliczeniowy moment zginający (P _d)
6	155,0 (2 × 77,85)	1	LM1	obciążenie przejściowe (kontrolne)
7	200,0 (2 × 100,00)	1		
8	220,0 (2 × 110,00)	1		obciążenie niszczące

Podczas badań mierzono przemieszczenia płyt oraz odkształcenia w betonie. Do pomiaru przemieszczeń pionowych zastosowano czujniki indukcyjne o bazie pomiarowej 100 mm zamontowane na uchwytych elektromagnetycznych. Pomiary przemieszczeń płyty M1 wykonano w 1/2 i 1/4 rozpiętości oraz kontrolnie nad podporami (łącznie 13 czujników przemieszczeń). W przypadku modelu M2 przemieszczenia rejestrowano w środku rozpiętości obu przęseł oraz kontrolnie nad podporami (łącznie 17 czujników przemieszczeń). Do pomiaru odkształceń betonu zastosowano elektrooporowe czujniki tensometryczne. Odkształcenia betonu dla modelu M1 mierzono w środku rozpiętości przęsła (górną i dolną powierzchnią płyty) oraz w miejscach przyłożenia obciążeń (1 m od środka płyty) na dolnej powierzchni płyty (łącznie 12 czujników odkształceń). Dla modelu M2 odkształcenia na górnej powierzchni płyty rejestrowano w przekrojach nad podporą środkową oraz na powierzchni dolnej w przekrojach przyłożenia obciążenia, tj. 1 m od środka płyty/podpory środkowej (łącznie 11 czujników odkształceń). Dodatkowo na każdym z etapów obciążenia rejestrowana była morfologia zarysowania i rozwój zniszczenia płyt.

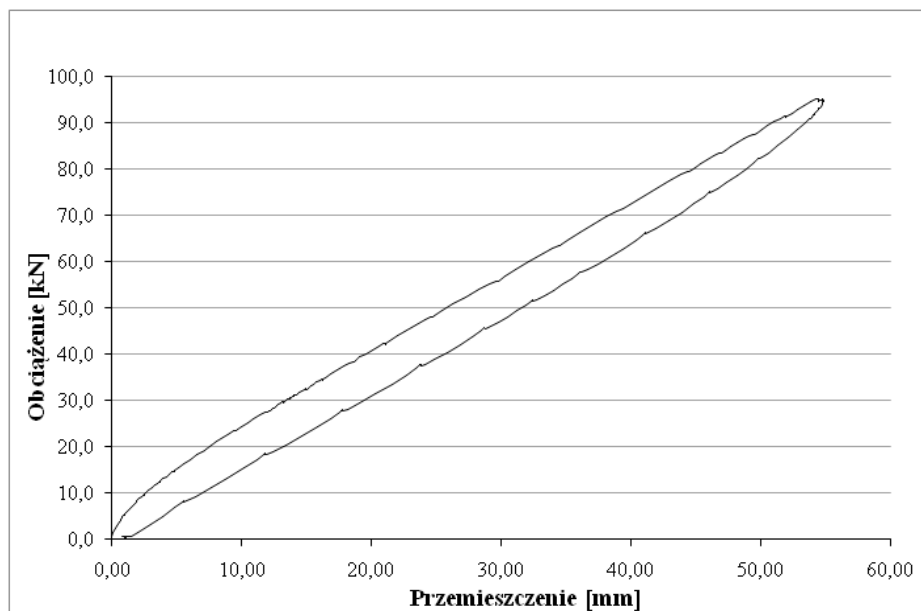
Tabela 4. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M2

Table 4. The loading steps of the M2 slab model

Etap	Wartość obciążenia [kN]	Liczba cykli	Układ obciążenia	Wartości obciążenia
1	77,8 (2 × 38,90)	1	LM1	50%, charakterystycznego momentu zginającego (0,5 P _k)
2	155,5 (2 × 77,85)	3		charakterystyczny moment zginający (P _k)
3	324,0 (2 × 162,00)	3		obliczeniowy moment zginający (P _d)
4	300,0 (2 × 150,00)	3	LM2	obliczeniowy moment zginający (P _d)
5	450,0 (2 × 225,00)	1	LM1	obciążenie przejściowe (kontrolne)
6	600,0 (2 × 300,00)	2		
7	810,0 (2 × 405,00)	2		
8	880,0 (2 × 440,00)	1		obciążenie niszczące

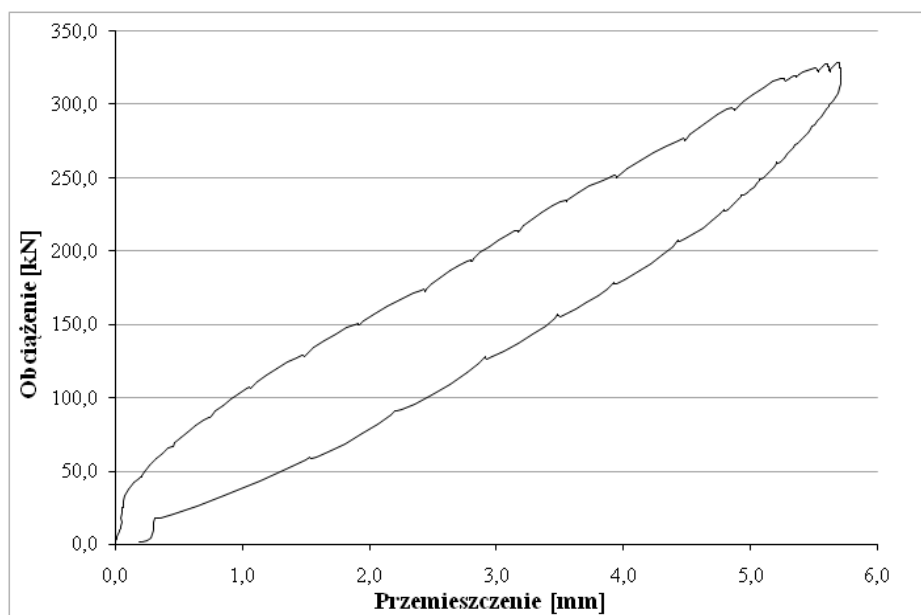
3.2. Główne wyniki badań statycznych

Na rys. 7 i 8 przedstawiono wykresy „obciążenie – przemieszczenie” do poziomu obciążenia obliczeniowego P_d w środku rozpiętości przęseł odpowiednio dla modeli M1 i M2. Wartość obciążenia podana na wykresach jest sumą sił z obu siłowników. Wartości ugięć na długości płyt (w osi podłużnej) dla trzech etapów obciążenia (0,5P_k, P_k i P_d) przedstawiają rys. 9 i 10. Wykresy zależności „obciążenie - odkształcenie betonu (rozciąganie)” do poziomu obciążenia charakterystycznego P_k przedstawiono na rys. 11 i 12 odpowiednio dla modeli M1 i M2. Dla modelu M2 wykres przedstawia odkształcenia betonu nad podporą środkową mierzone w środku płyty, natomiast w przypadku płyty M1 przedstawiono odkształcenia betonu w środku rozpiętości przęsła na krawędzi płyty, ze względu na awarie pozostałych czujników odkształceń w tym przekroju. Na rys. 13 i 14 przedstawiono morfologię rozwoju rys dla obu modeli płyt na poziomach obciążenia: 0,5P_k, P_k i P_d.



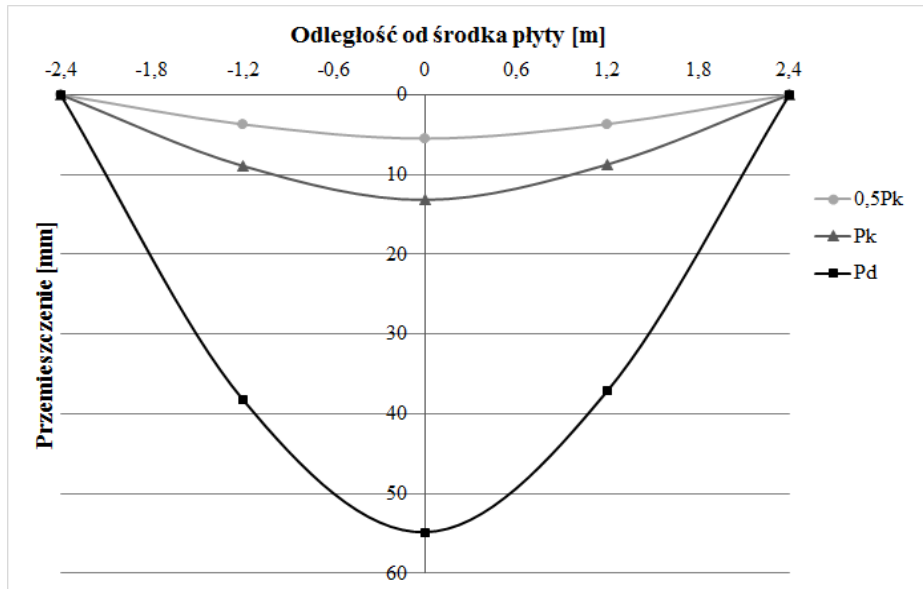
Rys. 7. Przemieszczenie w środku rozpiętości płyty M1 do poziomu obciążenia P_d

Fig. 7. Mid-span displacement for M1 slab model to the P_d level



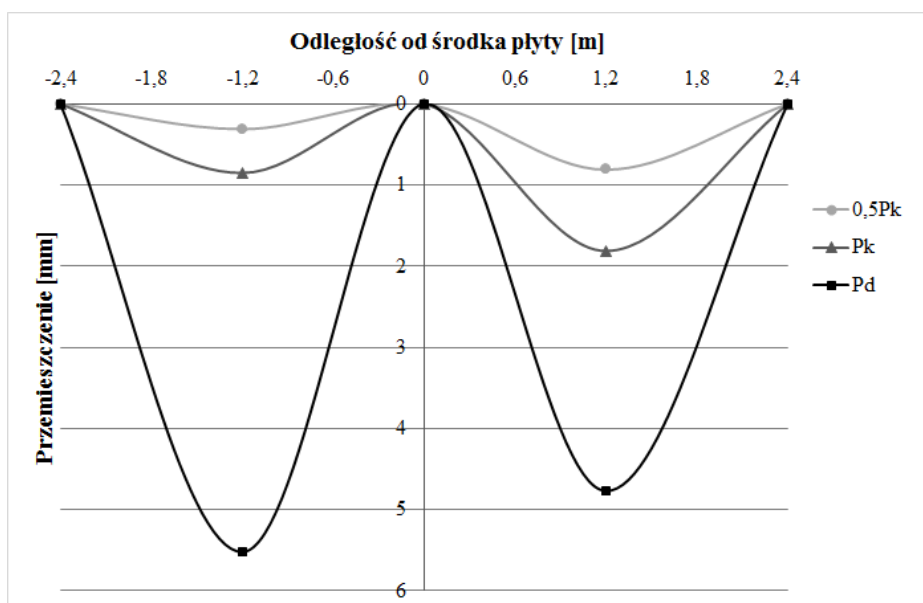
Rys. 8. Przemieszczenia w środku rozpiętości przęsła P2-P3 płyty M2 dla poziomu obciążenia P_d

Fig. 8. Mid-span P2-P3 displacement for M2 slab model to the level P_d



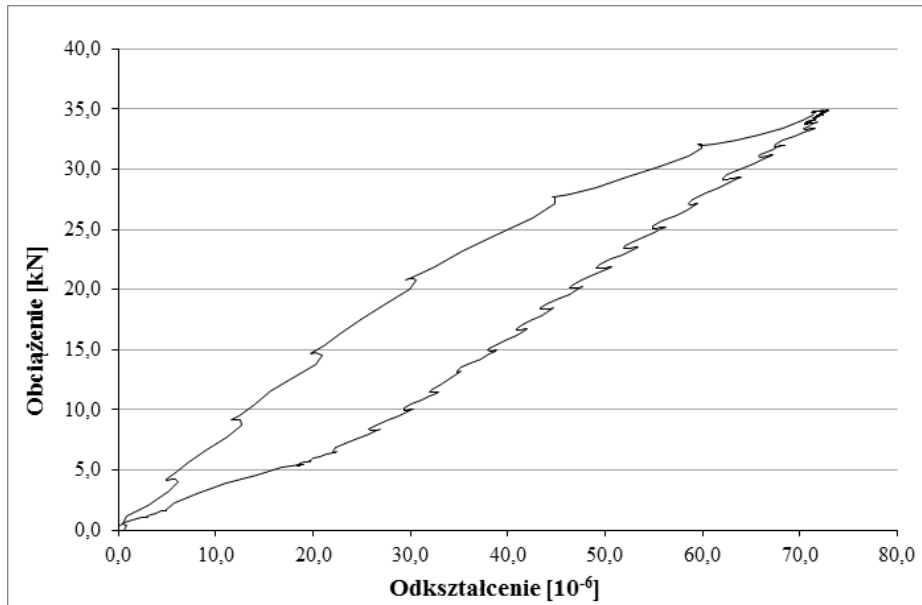
Rys. 9. Porównanie ugięć w środku rozpiętości płyty M1 na trzech poziomach obciążenia

Fig. 9. Comparison of M1 slab model mid-span deflections for three load levels



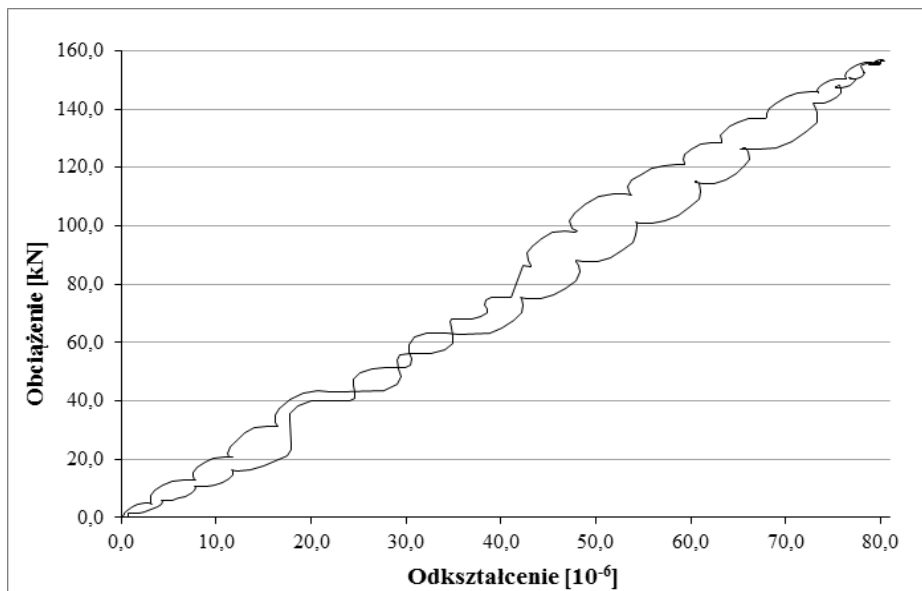
Rys. 10. Porównanie ugięć w środkach rozpiętości przęseł płyty M2 na trzech poziomach obciążenia

Fig. 10. Comparison of M2 slab model mid-span deflections for three load levels



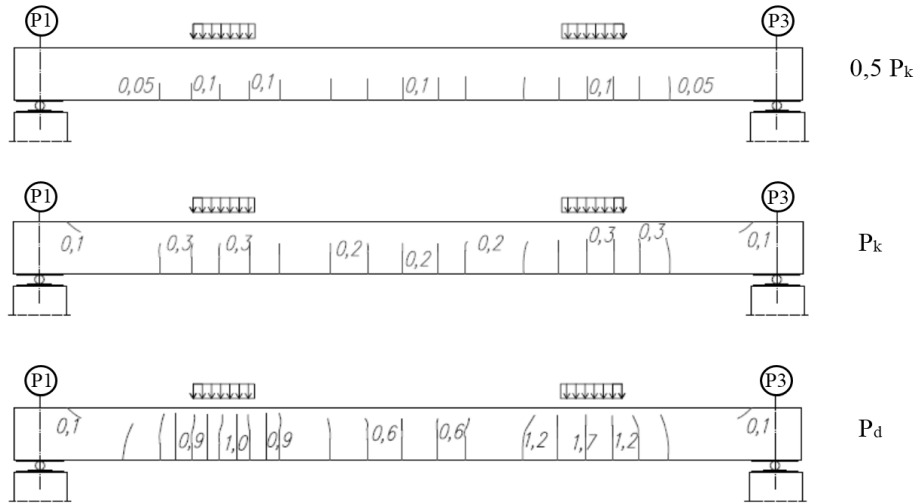
Rys. 11. Odkształcenie betonu (rozciąganie) w środku rozpiętości płyty M1 do poziomu obciążenia P_k

Fig. 11. Mid-span concrete strains (tension) for M1 slab model to the level P_k



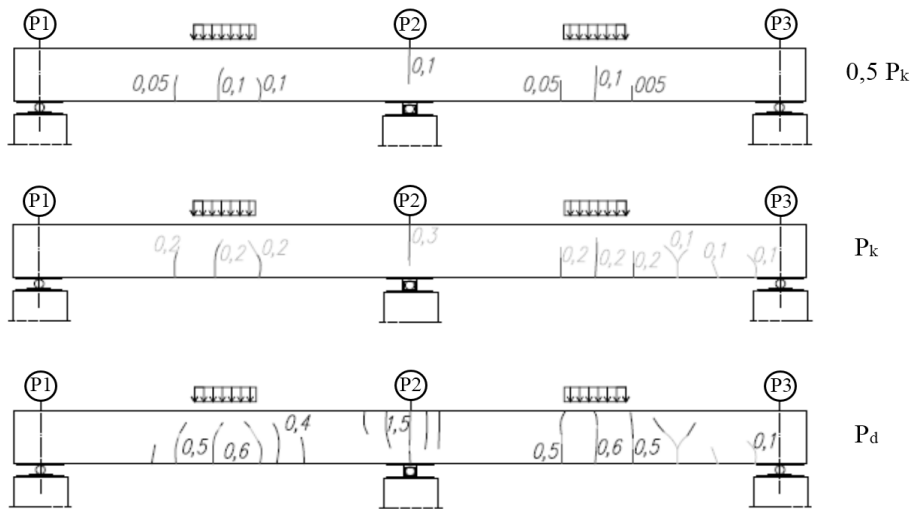
Rys. 12. Odkształcenie betonu (rozciąganie) nad podporą P2 płyty M2 do poziomu obciążenia P_k

Fig. 12. Concrete strains (tension) on support P2 of the M2 slab model to the level P_k



Rys. 13. Morfologia rys dla modelu M1 na trzech poziomach obciążenia

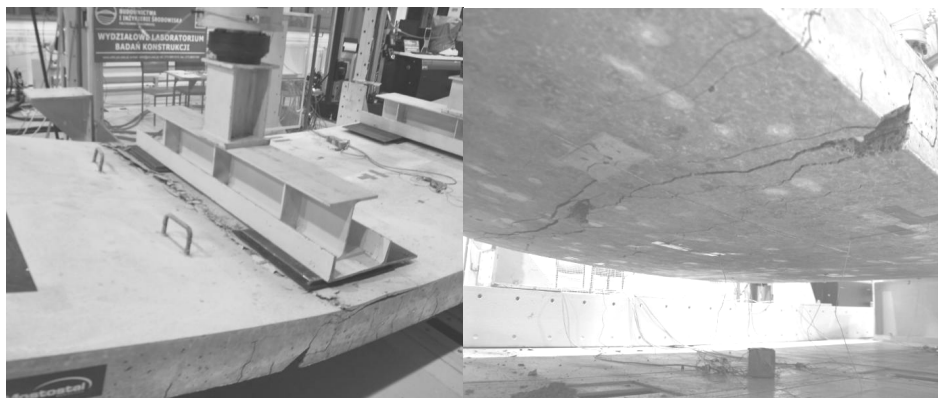
Fig. 13. The crack patterns for M1 slab model for three load levels



Rys. 14. Morfologia rys dla modelu M2 na trzech poziomach obciążenia

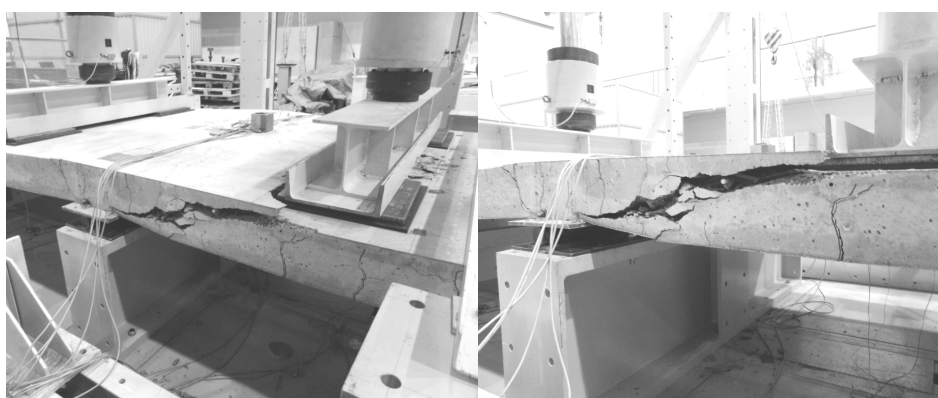
Fig. 14. The crack patterns for M2 slab model for three load levels

Płyta M1 o schemacie jednoprzęsłowym uległa zniszczeniu w wyniku zginania przy sumarycznym obciążeniu z obu siłowników $P_{ul}=220$ kN (rys. 15). Płyta o schemacie dwuprzęsłowym M2 została zniszczona w wyniku ścinania przy całkowitym obciążeniu $P_{ul}=880$ kN. Ścięcie betonu nastąpiło w przekroju pod punktem przyłożenia siły i propagowało w kierunku podpory środkowej (rys. 16).



Rys. 15. Zniszczenie płyty M1 w wyniku zginania

Fig. 15. Flexural failure of M1 slab model



Rys. 16. Zniszczenie płyty M2 w wyniku ścinania betonu

Fig. 16. Shear failure of M2 slab model

3.3. Analiza wyników badań statycznych

Na podstawie uzyskanych wartości obciążenia niszczącego w poszczególnych modelach obciążenia wyznaczono rzeczywiste (eksperymentalne) nośności graniczne. Doświadczalna nośność na zginanie płyty M1 (schemat jednoprzęsłowy) wyniosła 91,0 kNm/m, natomiast nośność na ścinanie płyty M2 wyniosła 148,8 kN/m. W przypadku modelu M2 przy złożeniu sprężystej pracy płyty przy wyznaczeniu sił wewnętrznych, dla obciążenia niszczącego uzyskano nad podporą środkową wartość momentu zginającego wynoszącą 106,2 kNm/m. Pomimo uzyskania większej wartości momentu zginającego niż w przypadku płyty M1 zniszczenie płyty M2 nastąpiło w wyniku ścinania, co wynika z redystrybucji momentu zginającego ze względu

na redukcję sztywności w wyniku zarysowania (w rzeczywistości wartość momentu nad podporą była mniejsza niż wyznaczona przy założeniu sprężystej pracy płyty).

Na podstawie wytycznych [2] wyznaczono wartość nośności nominalnej na zginanie i na ścinanie na 1m szerokości płyty [23]. Porównanie uzyskanych wartości z wynikami badań przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Porównanie wyników obliczeń nośności z wynikami badań doświadczalnych

Table 5. Comparison of calculated carrying capacity and experimental data

Rodzaj nośności	Nośność wg ACI [2]	Wyniki badań	Porównanie
	(a)	(b)	(b)/(a)
Nośność na zginanie [kNm/m]	92,6	91,0 (M1)	0,98
		106,2 (M2)*	1,15
Nośność na ścinanie [kN/m]	55,1	148,8 (M2)*	2,70

* zniszczenie płyty w wyniku ścinania

Porównując wyniki obliczeń z badaniami doświadczalnymi można stwierdzić bardzo dobrą zgodność między wartościami nośności na zginanie dla modelu M1. Nośność na ścinanie uzyskana na podstawie badania płyty M2 jest ponad dwukrotnie wyższa niż nośność uzyskana na podstawie obliczeń. Problem szacowania nośności na ścinanie elementów betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi jest szeroko opisany w literaturze [12], [24]. Przeprowadzone badania wykazały konieczność dalszych prac nad tym zagadnieniem.

Na podstawie wyników badań doświadczalnych wyznaczono globalny zapas bezpieczeństwa w stanach granicznych nośności (SGN), definiowany jako stosunek doświadczalnej nośności na zginanie i ścinanie do projektowanego (docelowego) momentu zginającego w płycie pomostu. Wartości sił wewnętrznych na poszczególnych poziomach obciążenia przedstawiono w tabeli 6. Wartość tak definiowanego współczynnika bezpieczeństwa płyty pomostu wyniosła powyżej 4,0 co daje satysfakcjonujący wynik w aspekcie bezpieczeństwa obiektu mostowego.

Tabela 6. Porównanie charakterystycznego i granicznego (doświadczalnego) momentu zginającego w SGN

Table 6. Comparison of characteristic and ultimate (experimental) bending moments for ULS

Poziom obciążenia	Schemat M1	Schemat M2	
		Przęsło	Podpora środkowa
	M [kNm/m]		
P_k	22,8	12,2	21,2
P_{ul}	91,0	64,0	106,2
P_{ul} / P_k	4,0	5,25	5,0

Analogiczną ocenę płyty pomostu wykonano dla stanu granicznego użyteczności (SGU). W tym celu porównano wartości maksymalnych ugięć, odkształceń (rozciąganie) i rozwartości rys z przyjętymi wartościami dopuszczalnymi (tabela 7). Za dopuszczalne ugięcie płyt przyjęto warunek $l/250$ zgodnie z normą [20]. Za dopuszczalną wartość odkształceń rozciągających w betonie przyjęto wartość odpowiadającą 5% kwantylowi wytrzymałości betonu na rozciąganie. Dopuszczalna wartość rozwartości rys została przyjęta według wytycznych [2].

Na podstawie porównania wartości doświadczalnych dla poziomu obciążenia P_k z przyjętymi wartościami granicznymi stwierdzono spełnienie warunków stanów granicznych użyteczności w zakresie ugięć i rozwartości rys. W przypadku odkształceń betonu uzyskane w badaniach doświadczalnych wartości są zbliżone lub przekraczają wartości dopuszczalne. Wynika to z przyjęcia wartości doświadczalnych dla punktów pomiarowych przy krawędzi płyty.

Tabela 7. Porównanie wartości doświadczalnych z wartościami dopuszczalnymi w SGU

Table 7. Comparison of experimental and allowable values for SLS

	Płyta M1			Płyta M2		
	Ugięcie [mm]	Odkształcenia (rozciąganie) [10 ⁻⁶]	Rozwartość rysy [mm]	Ugięcie [mm]	Odkształcenia (rozciąganie) [10 ⁻⁶]	Rozwartość rysy [mm]
Wartość dla obciążenia P_k (a)	13,4	65,64	0,3	1,8	81,62	0,3
Wartość dopuszczalna (b)	19,2	66,4	0,7	9,6	66,4	0,7
Porównanie (a)/(b)	70 %	99 %	43 %	19 %	123%	43 %

4. Badania zmęczeniowe

4.1. Metodologia badań zmęczeniowych

Obciążenie zmęczeniowe zostało przeprowadzone na modelu badawczym M3 w schemacie dwuprzęsłowym ($2 \times 2,40$ m). Podczas badań przykładane obciążenie wywoływało w płycie moment zginający równy momentowi od przejazdu pojazdu normowego FLM1 z obciążeniem 210 kN na pojedynczą

oś wg [19]. Schemat obciążenia modelem FLM1 odpowiadał sposobowi przykładania obciążenia LM1 (rys. 6).

Poszczególne cykle obciążenia modelu M3 opisano w tabeli 8. Po czterech cyklach statycznych na poziomie $0,5P_k$ i P_k przystąpiono do badań zmęczeniowych i obciążono model M3 siłami o zakresie zmienności $\Delta F = 200,0$ kN ($2 \times 100,0$ kN), przy wartościach $F_{\max} = 222,2$ kN ($2 \times 111,1$ kN) oraz $F_{\min} = 22,2$ kN ($2 \times 11,1$ kN). Obciążenie cykliczne było przykładane z częstotliwością 2 Hz (do 500 tys. cykli) i 1,5 Hz (do zniszczenia) oraz przy stałej opisującej niesymetryczność cyklu $R = 0,1$. Liczba, rodzaj oraz rozmieszczenie czujników przemieszczeń i odkształceń w modelu M3 podczas badań zmęczeniowych była identyczna jak w modelu M2.

Tabela 8. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M3 podczas badania zmęczeniowego

Table 8. The loading steps of the M3 slab model during fatigue test

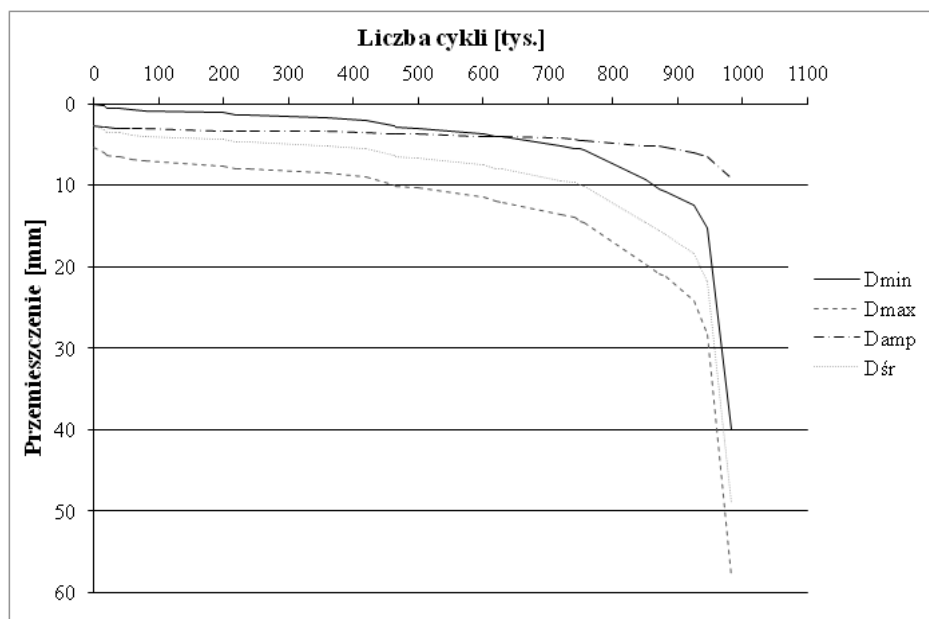
Etap	Wartość obciążenia [kN]	Liczba cykli	Układ obciążenia	Wartości obciążenia
1	77,8 ($2 \times 38,90$)	1	FLM1 (LM1)	50% charakterystycznego momentu zginającego ($0,5 P_k$)
2	155,5 ($2 \times 77,80$)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
3	$\Delta F = 200,0$ ($2 \times 100,00$)	500 tys.		obciążenie pojazdem zmęczeniowym FLM1 (P_{FLM1})
4	155,5 ($2 \times 77,80$)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
5	$\Delta F = 200,0$ ($2 \times 100,00$)	481,5 tys.		obciążenie pojazdem zmęczeniowym FLM1 (P_{FLM1})
6	420 ($2 \times 210,00$)	1		wyczerpanie nośności zmęczeniowej

4.2. Główne wyniki badań zmęczeniowych

Główną ocenę globalnego zachowania modelu M3 pod obciążeniem zmęczeniowym wykonano na podstawie zmian przemieszczeń w czasie oraz stopnia rozwoju zarysowania płyty. Zmiany przemieszczeń w środku rozpiętości przęseł płyty oceniano na podstawie wartości przemieszczeń tłoka siłownika (D). Na rys. 17 przedstawiono porównanie wartości maksymalnego przemieszczenia tłoka siłowników (D_{\max}), minimalnego przemieszczenia tłoka

(D_{\min}), wartość średnią ($D_{\text{śr}}$) oraz amplitudę przemieszczeń (D_{amp}) dla przęsła P1-P2 modelu M3. Przemieszczenie D_{\max} odpowiada maksymalnej sile obciążenia zmęczeniowego $F_{\max} = 111,1$ kN, a przemieszczenie D_{\min} - minimalnej wartości siły $F_{\min} = 11,1$ kN. W tabeli 9 przedstawiono ilościowo propagację rys w kolejnych cyklach obciążenia zmęczeniowego.

Po 980,5 tys. cyklach obciążenia odnotowano znaczny wzrost amplitudy przemieszczeń tłoka siłowników (rys. 17). Średnia wartość przemieszczenia tłoka siłownika w przęśle P2-P3 wyniosła 16 mm, a w przęśle P1-P2 aż 50 mm. Ze względu na tak duże wartości przemieszczeń oraz znaczną różnicę średnich przemieszczeń pomiędzy przęsłami (34 mm), jak również na podstawie oględzin zarysowania modelu M3 stwierdzono zniszczenie zmęczeniowe płyty pomostu. Główną przyczyną nagłych i znaczących przyrostów przemieszczeń była utrata przyczepności prętów kompozytowych do betonu (rys. 18). Zjawisko to można uznać zatem za przyczyną zniszczenia zmęczeniowego płyty i utraty jej nośności.



Rys. 17. Globalne zachowanie się modelu M3 podczas badania zmęczeniowego, przęsło P1-P2

Fig. 17. The global behavior of the M3 slab model during fatigue test, span P1-P2

Tabela 9. Propagacja rozwartości rys w kolejnych cyklach obciążenia zmęczeniowego

Table 9. Propagation of cracks width in fatigue load test

Liczba cykli [tys.]	Wartość graniczna [mm] (a)	Szerokość rozwarcia rysy [mm]					
		Przęsło P1-P2		Podpora środkowa P2		Przęsło P2-P3	
		Pomiar (b)	(b/a) [%]	Pomiar (c)	(c/a) [%]	Pomiar (d)	(d/a) [%]
1	0,7	0,2	28,6	0,5	71,4	0,2	28,6
8	0,7	0,6	85,7	0,9	128,6	0,6	85,7
20	0,7	0,7	100,0	1,4	200,0	0,8	114,3
40	0,7	0,9	128,6	1,6	228,6	1,0	142,9
220	0,7	1,1	157,1	1,7	242,9	1,0	142,9
480	0,7	1,7	242,9	2,0	285,7	1,2	171,4



Rys. 18. Postać zniszczenia płyty w wyniku zmęczenia

Fig. 18. Slab failure pattern after the fatigue test

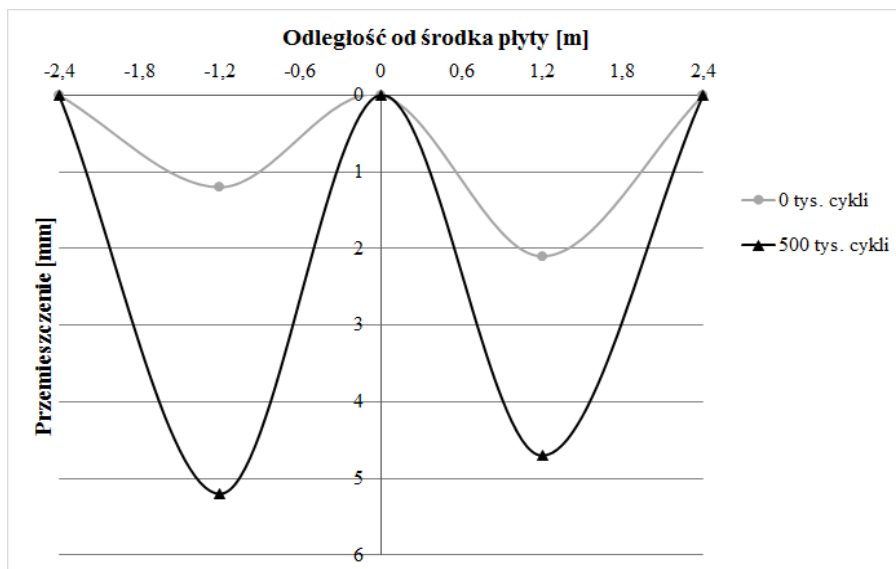
Ocena przyczepności do betonu prętów kompozytowych GFRP została przeprowadzona na podstawie oględzin odcinka pręta kompozytowego na długości równej ok. 10d (rys. 19). Na tej podstawie stwierdzono, że pręty kompozytowe GFRP utraciły przyczepność do betonu.



Rys. 19. Kontrola przyczepności prętów po lokalnym usunięciu betonu
 Fig. 19. Rebars bond control after local concrete removing

4.3. Analiza wyników badań zmęczeniowych

Uzyskana w badaniach trwałość zmęczeniowa wynosiła 980,5 tys. cykli obciążenia odpowiadającego normowemu modelowi pojazdu FML1 [19].



Rys. 20. Globalna utrata sztywności płyty pod wpływem 500 tys. cykli obciążenia zmęczeniowego FML1

Fig. 20. The global loss of slab stiffness after 500,000 cycles of FML1 fatigue loading

Utrata nośności zmęczeniowej nastąpiła na skutek gwałtownej utraty sztywności płyty, spowodowanej utratą przyczepności prętów GFRP do betonu. Pręty nie uległy jednak zniszczeniu. Uzyskanej wartości nie można porównać do wymagań normowych, gdyż wytyczne ACI [2] nie zawierają żadnych informacji na temat analizy zmęczeniowej płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi GFRP. Analizę wyników badań zmęczeniowych przeprowadzono również w oparciu o utratę sztywności modelu M3 na poziomie obciążenia P_k wywołującego w płycie pomostu wartość charakterystyczną momentu zginającego. Porównano sztywność modelu płyty pomostu przed rozpoczęciem obciążenia zmęczeniowego oraz po 500 tys. cykli obciążeniem zmęczeniowym (rys. 20). Stwierdzono ok. 4,3-krotny spadek sztywności modelu M3 w przęśle P1-P2 oraz 2,8-krotny w przęśle P2-P3.

5. Podsumowanie

W pracy opisano badania mające na celu określenie zachowania się płyt pomostu z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi GFRP pod obciążeniem statycznym i zmęczeniowym. Badania przeprowadzono na trzech modelach badawczych, odpowiadających geometrycznie płytom stosowanym w rzeczywistych obiektach mostowych. Przeprowadzone badania wykazały, że prototypowe panele pomostowe charakteryzują się dużą nośnością, trwałością zmęczeniową oraz zachowują się sprężysto aż do zniszczenia, które ma charakter pseudo-sprężysty.

Analiza wyników badań statycznych wykazała wystarczającą nośność i sztywność badanych płyt pomostu do zastosowań w obiektach mostowych. Ponadto analiza porównawcza nośności uzyskanych doświadczalnie z wartościami obliczonymi według wytycznych ACI [2] wykazała bardzo dobrą zgodność w zakresie nośności na zginanie oraz nieadekwatność tej normy w zakresie szacowania nośności na ścinanie. Głównym powodem wydaje się fakt, że wytyczne [2] nie uwzględniają w procedurze obliczeniowej zastosowania betonu lekkiego.

Badania zmęczeniowe nie potwierdziły nieograniczonej (2 mln cykli) nośności zmęczeniowej płyty pomostu. Na podstawie badań zmęczeniowych wyznaczono niszczącą liczbę cykli, która wyniosła 980,5 tys. przy wartości obciążeniu 210 kN na oś wg modelu FLM1 [19]. Utrata nośności zmęczeniowej nastąpiła na skutek gwałtownej utraty sztywności płyty, spowodowanej utratą przyczepności prętów GFRP do betonu. W rzeczywistości jednak obciążenie eksploatacyjne płyty pomostu (np. przy założeniu nośności mostu 40 t według normy [16]) będzie znacząco mniejsze, dlatego wynik badań zmęczeniowych przyjęto za zadowalający. Wytyczne ACI [2] nie przewidują sprawdzania nośności zmęczeniowej betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi FRP.

Na podstawie badań statycznych i zmęczeniowych stwierdzono, że modele płyt miały wystarczającą sztywność oraz nośność doraźną i zmęczeniową. Modele płyt spełniły stawiane przed nimi warunki zarówno w stanie granicznym nośności jak i użyteczności. Uzyskane wyniki świadczą o poprawności przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego, materiałowego oraz technologicznego. Problemem wymagającym dalszych badań jest zwiększenie przyczepności prętów GFRP do betonu. Można to uzyskać stosując uźebrowane pręty kompozytowe, które są już dostępne na polskim rynku (np. www.comrebars.pl). Konieczne wydaje się przeprowadzenie badań płyt na ścinanie w celu ustalenia procedur obliczeniowych pod kątem zastosowania betonu lekkiego. Zaleca się także przeprowadzenie badań zmęczeniowych dla większej liczby modeli płyt pomostu zbrojonych prętami GFRP w celu wyznaczenia pełnej krzywej Wöhlera, niezbędnej do projektowania takich pomostów.

Badania zostały zrealizowane w ramach Przedsięwzięcia Pilotażowego „Wsparcie badań naukowych i prac rozwojowych w skali demonstracyjnej - DEMONSTRATOR+”, projekt pn.: „COM - BRIDGE – Innowacyjny most drogowy z kompozytów FRP” (umowa nr UOD-DEM-1-041-/001), współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju.

Literatura

- [1] Abdul Salam B.: Behaviour of shear critical FRP reinforced concrete one-way slabs, Doctoral Thesis, Universite de Sherbrooke, Quebec, Canada, 2014.
- [2] ACI 440.1R-06. Guide for Design and Construction of Structure Concrete Reinforced with FRP Bars.
- [3] Alsharif F.: Structural behavior of lightweight concrete bridge deck slabs reinforced with basalt FRP bars, Master of Science Thesis, University of Illinois at Chicago, 2014.
- [4] Benmokrane B., El-Salakawy E., El,-Ragaby A., Lacky T.: Design and Testing of Concrete Bridge Decks Reinforced with Glass FRP Bars, *Journal of Bridge Engineering*, vol. 11, no. 2, 2006, pp. 217-229.
- [5] Benmokrane B., El-Salakawy E., El-Ragaby A., El-Gamal S.: Performance evaluation of innovative concrete bridge deck slabs reinforced with fibre-reinforced-polymer bars, *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 34, no 3, 2007, pp. 298-310.
- [6] El-Ragaby A., El-Salakawy E., Benmokrane B.: Fatigue analysis of concrete bridge deck slabs reinforced with E-glass/vinyl ester FRP reinforcing bars, *Composites Part B: Engineering*, vol.38, no.5–6, 2007, pp. 703-711.
- [7] El-Ragaby, A., El-Salakawy, E.F., Benmokrane, B.: Experimental Investigation on the Fatigue Behaviour of GFRP Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs, *Proceedings of the 1st International Structural Specialty Conference, CSCE Annual Conference, Calgary, Alberta, Canada, May 23-26, 2006 Paper ST-126, CD-Rom: pp. 1-10.*

- [8] El-Salakawy E., Benmokrane B., El-Ragaby A., Nadeau D.: Field investigation on the first bridge deck slab reinforced with glass FRP bars constructed in Canada, *ASCE Journal of Composites in Construction*, vol.9, no.6, 2005, pp.470-479.
- [9] Hassan T., Rizkalla S., Abdelrahman A., Tadros G.: Design recommendations for bridge deck slabs reinforced by fiber reinforcement polymers. *Proceedings of 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers Reinforcement for Concrete Structures, FRPRC-4 ACI-SP-188*, Baltimore, 1999, pp. 313-324.
- [10] Holden K., Pantelides C., Reaveley L.: Bridge constructed with GFRP-reinforced precast concrete deck panels: case study, *Journal of Bridge Engineering*, vol.19, no.5, 2014.
- [11] Japan Concrete Institute.: Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, *Proceedings of 3rd International Symposium (FRP RCS-3)*, Sapporo, Japan, vol. 1, 1997.
- [12] Liu R., Pantelides C.P.: Shear strength of GFRP reinforced precast lightweight concrete panels, *Construction and Building Materials*, vol. 48, no.11, 2013, pp. 51-58.
- [13] Mahroug M. E. M., Ashour A. F., Lam D.: Experimental response and code modelling of continuous concrete slabs reinforced with BFRP bars, *Composite Structures*, vol.107, 2014, pp.664–674.
- [14] Nanni A., Faza S.: Designing and constructing with FRP bars: An emerging technology, *ACI Concrete International*, vol. 24, no. 11, 2002, pp. 53-58.
- [15] Pantelides C. P., Liu R., Reaveley L. D.: Lightweight concrete precast bridge deck panels reinforced with glass fiber-reinforced polymer bars, *ACI Structural Journal*, vol.109, no.6, 2012, pp. 879-888.
- [16] PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia. Warszawa, 1985.
- [17] PN-EN 1254 – Część 1:2001. Badania betonu w konstrukcjach – Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badania wytrzymałości na ściskanie.
- [18] PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
- [19] PN-EN 1991-2:2005. Oddziaływania na konstrukcję .Obciążenia ruchome mostów.
- [20] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [21] Rizklla S., Tadros G.: First smart bridge in Canada. *ACI Concrete International*, vol. 16, no. 6, 1998, pp. 42-44.
- [22] Saadatmanesh H, Ehsni M. R.: International conference on composites of infrastructure. *Proceedings of ICCI*, Tucson, Arizona, 1996.
- [23] Wiater A., Rajchel M., Siwowski T.: Analiza obliczeniowa płyt pomostowych z betonu lekkiego zbrojonego prętami GFRP w świetle badań doświadczalnych, *Inżynieria i Budownictwo*, 2016 (w druku).
- [24] Yost J.R., Uzman Z., Gross S. G., Iglesias J.: Shear strength of continuous GFRP reinforced concrete beams subjected to uniform load, *Proceedings of the 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE)*. International Institute for FRP in Construction, 2014.

- [25] Yost, J. R., Dinehart D. W., Gross S. P., Reilly P.: Fatigue Evaluation of a GFRP Reinforced Bridge Deck., Structure magazine, February 2014, pp 10-12.

RESEARCH ON DECK SLABS MADE OF LIGHTWEIGHT CONCRETE AND REINFORCED WITH GFRP BARS

S u m m a r y

The bridge concrete deck slabs have got the least durability among bridge structural elements. One of the way of the durability enhancement is the use of non-metallic rebars with excellent corrosion resistance, high strength and low self-weight. The research recently conducted in Canada, USA and Japan both in laboratory and under traffic have revealed the concrete bridge deck slabs with GFRP rebars have had good structural behavior and much higher durability. The main goal of the paper is the presentation of research works on static and fatigue behavior of three concrete slab models with GFRP rebars. The carrying capacity of the slabs as well as fatigue durability have been checked during experimental tests. To reduce the self-weight of the slabs the structural lightweight concrete has been used. Experimental results have been compared to code-checking calculations, showing main discrepancies. However the research clearly revealed, that bridge deck slabs made of LC concrete and GFRP rebars could be viable alternative for conventional concrete decks with steel rebars.

Keywords: bridge deck slab, GFRP rebars, lightweight concrete, structural testing, fatigue testing,

Przesłano do redakcji: 30.09.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.211