

WIT DERKOWSKI, MATEUSZ SURMA\*

## STRUNOBETONOWE STROPY GĘSTOŻEBROWE – BADANIA W SKALI RZECZYWISTEJ

### PRETENSIONED BEAM-AND-BLOCK FLOOR SYSTEMS – REAL SCALE TESTS

#### Streszczenie

W artykule opisane zostały badania doświadczalne gęstożebrowych stropów belkowo-pustakowych, których podstawowymi elementami nośnymi są belki strunobetonowe, wykonywane bez jakiegokolwiek zbrojenia poprzecznego. Odpowiednie zespolenie belek z betonem uzupełniającym gwarantowane jest przez faliste ukształtowanie ich powierzchni górnej. Kompleksowe badania objęły zarówno zagadnienie zespolenia między belką a nadbetonem, jak i pracę płyt badanych w skali rzeczywistej, w schematach statycznych odpowiednich dla zginania i ścinania. W artykule przedstawione zostały wyniki przeprowadzonych badań, ze szczególnym uwzględnieniem modeli zniszczenia, a także porównanie osiągniętych wartości nośności z obliczeniową nośnością systemu stropowego, wyznaczoną zgodnie z nowowprowadzonymi w Polsce normami europejskimi.

*Słowa kluczowe:* konstrukcja zespolona, strop gęstożebrowy, strunobeton, zespolenie

#### Abstract

The paper describes the experimental research on beam-and-block floor systems. The test floor system is characterized by pretensioned concrete beams without any shear reinforcement. The composite action between the beams and cast in-situ concrete is guaranteed by the complementary shape of the corrugated top surface. Composite action between the precast beam and cast in situ concrete, as well as the behavior of floor system elements in real scale in the schemes suitable for bending and shear were tested. The article presents results of the research, with particular emphasis on failure models, and compares the values of obtained capacity with the design load capacity of the floor system, calculated according to the newly introduced in Poland European codes.

*Keywords:* composite structure, beam-and-block floor systems, pretensioned element, composite action

\* Dr inż. Wit Derkowski, mgr inż. Mateusz Surma, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

## 1. Wstęp

Konstrukcje z betonu sprężonego swój rozwój zawdzięczają przede wszystkim czynnikom technicznym i ekonomicznym, będącym odpowiedzią na wymagania współczesnego rynku i standardów użytkowania. Stosowanie zarówno konstrukcji strunobetonowych, jak i kablobetonowych, najczęściej kojarzonych z obiektami mostowymi, stanowi dzisiaj powszechną praktykę także w budownictwie kubaturowym, dzięki czemu możliwe stało się kształtowanie stropów dużych rozpiętości, dających pełną swobodę kształtowania powierzchni użytkowej przy zmniejszonej wysokości kondygnacji.

Stropy wykonywane przy użyciu prefabrykowanych elementów strunobetonowych dają jeszcze jedną, kluczową korzyść – znaczne skrócenie procesu budowy obiektu.

W krajach Europy Zachodniej prężnie rozwinęły się systemy gęstożebrowych stropów belkowo-pustakowych, w których belki są elementami strunobetonowymi. Technologie te znacznie upraszczają proces budowy, ponieważ nie wymagają angażowania ciężkiego sprzętu budowlanego – wszystkie elementy ze względu na ich mały ciężar, są bardzo łatwe do transportu i montażu. Gęstożebrowe stropy na prefabrykowanych belkach sprężonych mogą osiągać rozpiętości przekraczające nawet 10 m, co w połączeniu ze stosunkowo niską wysokością przekroju stanowi ich główny atut. Dzięki zastosowaniu lekkich pustaków (np. keramzytobetonowych, styropianowych lub z betonu lekkiego) i zastosowaniu cienkiej płyty betonowej (min. 4 cm powyżej pustaków) mają one niewielki ciężar własny. Choć technologia ta znalazła uznanie w wielu krajach, to w Polsce jest rzadko wybierana przez architektów i konstruktorów. Jednym z powodów mogą być niepewności projektantów przy określaniu SGU i SGN stropów. Eurokod 2 [1] podaje ogólne informacje dotyczące wyznaczania nośności na ścinanie podłużne między betonami wykonywanymi w różnych terminach, lecz nie daje szczegółowych danych niezbędnych do wyznaczenia nośności zespolenia dla przypadku stropów gęstożebrowych. Nowowprowadzona w Polsce norma PN-EN 15037-1 [2] w sposób znaczący ułatwia projektantom wymiarowanie tego rodzaju stropów, zarówno w zakresie SGN, jak i SGU. Żadna z przytoczonych norm nie podaje jednak sposobu uwzględniania falistego ukształtowania powierzchni górnej prefabrykatu. Niniejszy artykuł poświęcony jest zagadnieniu bezpieczeństwa oraz sztywności gęstożebrowych stropów belkowo-pustakowych na belkach strunobetonowych, w aspekcie uzyskanych wyników badań doświadczalnych.

## 2. Opis systemu stropowego

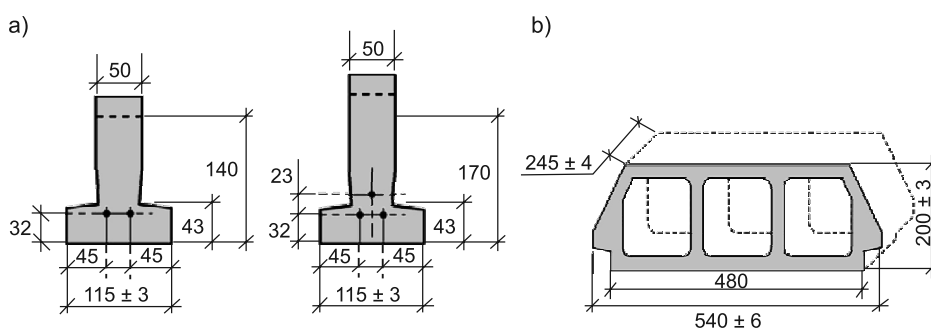
Kompleksowe badania zrealizowane w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej dotyczyły grupy stropów gęstożebrowych wykonanych przy wykorzystaniu:

- prefabrykowanych, strunobetonowych belek stropowych, o przekroju poprzecznym w kształcie odwróconej litery T, realizowanych w dwóch nominalnych wysokościach 140 mm i 170 mm, wykonanych z betonu o klasie wytrzymałości C45/55 (rys. 1a). Belki sprężone są odpowiednio dwoma lub trzema splotami Y1860 S7, o średnicy 12,5 mm. Technologia wykonania prefabrykatów uniemożliwia umieszczenie w nich jakiego-

kolwiek zbrojenia poprzecznego czy zbrojenia zszywającego z nadbetonem układanym na budowie. W celu zwiększenia nośności na ścinanie podłużne między belką strunobetonową a nadbetonem powierzchnia górna środnika ukształtowana została w postaci fali o przebiegu sinusoidalnym, gdzie okres fali wynosi  $l_f \approx 167$  mm, a pełna wysokość (amplituda)  $h_f \approx 20$  mm;

- lekkich keramzytobetonowych pustaków stropowych, o wymiarach 540 mm × 250 mm × 200 mm (rys. 1 b);
- warstwy betonu uzupełniającego z betonu klasy wytrzymałościowej co najmniej C16/20, o grubości 40 mm powyżej górnej krawędzi pustaków, stanowiącej górną płytę.

Tradycyjnie stosowane żebra rozdzielcze, zabezpieczające przed klawiszowaniem żebier stropowych, w tym systemie zastąpione zostały odpowiednim zbrojeniem układanym w nadbetonie, tworzącym żebro ukryte.



Rys. 1. a) Przekroje poprzeczne belek stropowych 140 mm i 170 mm,  
b) geometria pustaka keramzytobetonowego

Fig. 1. a) Cross sections of pretensioned concrete T beams of a 140 mm and 170 mm height,  
b) geometry of the LECA block

### 3. Badania doświadczalne

Badania dotyczące pracy stropów belkowo-pustakowych, zrealizowanych na elementach dostarczonych przez producenta wykonano w Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, posiadającym akredytację Polskiego Centrum Akredytacji.

Badania eksperymentalne zrealizowano w czterech zasadniczych etapach:

- etap I – badania ścinania podłużnego (zespoleń) między prefabrykowaną belką stropową a betonem uzupełniającym, prowadzone na krótkich elementach badawczych z nadbetonem ułożonym jedynie na górnej powierzchni środnika belki;
- etap II – badania ścinania podłużnego, prowadzone na krótkich elementach badawczych z nadbetonem ułożonym na szalunku z pustaków (rzeczywiste warunki pracy belki stropowej);
- etap III – badania fragmentów stropów w próbie ścinania, prowadzone na elementach o rozpiętości 4,30 m;

- etap IV – badania fragmentów stropów w próbie zginania, prowadzone na elementach o rozpiętości od 4,30 m do 10,30 m.

Oprócz w/w etapów zrealizowano również pomocnicze badania materiałowe betonu belek prefabrykowanych oraz betonu uzupełniającego.

### 3.1. Badania ścinania podłużnego

W niniejszym artykule badania ścinania podłużnego między prefabrykowaną belką stropową a betonem uzupełniającym (etap I i II) przedstawione zostaną w sposób skrócony, skupiają się jedynie na analizie wyników. Dokładny opis badań, analiza obliczeniowa oraz modele zniszczenia zostały szczegółowo zaprezentowane w [3].

W I etapie badań przygotowano 10 elementów, wykonanych na bazie strunobetonowych belek stropowych, o długości 1,25 m. Na górnej powierzchni środnika, uformowanej w postaci fali sinusoidalnej, ułożono warstwę betonu uzupełniającego, o szerokości równej szerokości środnika (50 mm) i tak dobranej zmiennej wysokości, aby wysokość elementu badawczego była równa wysokości realizowanych stropów, tj. 240mm.

Program dla tego etapu przewidywał przeprowadzenie następujących typów badań:

- przyczepności kohezyjnej między betonem prefabrykatu i nadbetonem wraz z działaniem sił tarcia między tymi warstwami – odwzorowanie rzeczywistych warunków pracy stropu – (rys. 2 z lewej);
- samej przyczepności kohezyjnej – wyznaczenie współczynnika  $c$  (rys. 2 w środku);
- wyłącznie działania sił tarcia – wyznaczenie współczynnika  $\mu$  (rys. 2 po prawej).



Rys. 2. Widok stanowiska do badań: przyczepności kohezyjnej i sił tarcia (po lewej), przyczepności kohezyjnej (w środku), sił tarcia (po prawej)

Fig. 2. View of the tests stands for: cohesion and friction test (left), pure cohesion test (between), pure friction test (right)

Badania doświadczalne przeprowadzone w I etapie posłużyły do wyznaczenia współczynnika powierzchniowego  $c$  związanego z przyczepnością kohezyjną betonów oraz współczynnika tarcia  $\mu$ , które są niezbędne do określania obliczeniowego nośności na ścinanie podłużne w przekroju zespolonym. Z uwagi na specyficzne ukształtowanie górnej powierzchni

belek prefabrykowanych, w postaci fali sinusoidalnej, wartości tych współczynników nie zostały podane w żadnej z obowiązujących norm. Intuicyjnie można przewidywać, że tak uzyskana szorstkość belki będzie przypadkiem pośrednim, pomiędzy „powierzchnią szorstką” a „powierzchnią z wrębami” wg [1], lub nawet połączeniem monolitycznym. Na podstawie analizy wyników badań ścinania podłużnego w styku między betonami wykonanymi w różnych terminach wyznaczono średnią wartość współczynnika  $c_{sr} = 0,56$  (przy wartości minimalnej  $c_{min} = 0,48$ ) oraz średnią wartość współczynnika tarcia  $\mu_{sr} = 2,66$  (przy wartości minimalnej  $\mu_{min} = 1,11$ ). Wyniki badań potwierdziły, że uzyskana wielkość współczynnika  $c_{min} = 0,48$  znajduje się pomiędzy wartością zalecaną dla „powierzchni szorstkiej” ( $c = 0,40$ ) a wartością dla „powierzchni z wrębami” ( $c = 0,50$ ). Otrzymana na podstawie badań wielkość uogólnionego współczynnika tarcia  $\mu_{min} = 1,11$  jest co prawda większa niż podawana w normach dla powierzchni z wrębami ( $\mu = 0,90$ ) czy nawet monolitu ( $\mu = 1,0$ ) i może się wydawać niezgodna z prawami fizyki, ale uwzględnia ona nie tylko tarcie na powierzchni styku betonów, ale i również mechanizm zazębienia się (blokowania) poszczególnych fal prefabrykatu z odpowiednio ukształtowanym nadbetonem. Jest to szczególnie zauważalne w przypadku wysokiej fali (w badaniach wysokość ta wynosiła 20 mm), podczas gdy wymagana przez normę [1] wysokość wrębów wynosi jedynie 5 mm.

W II etapie badań przygotowano 5 elementów o tej samej długości i wysokości co w I etapie, przy czym beton uzupełniający układano na szalunku z pustaków pokrytych folią. Dzięki temu zabiegowi uzyskano odwzorowanie rzeczywistego kształtu bryły betonu uzupełniającego w stropie gęstożebrowym. Przed ułożeniem betonu uzupełniającego, belki zostały jedynie zwilżone i nie były poddawane jakimkolwiek innym zabiegom zwiększającym przyczepność.



Rys. 3. Widok modelu zniszczenia elementów badanych w II etapie

Fig. 3. View of failure model for the elements tested in stage II

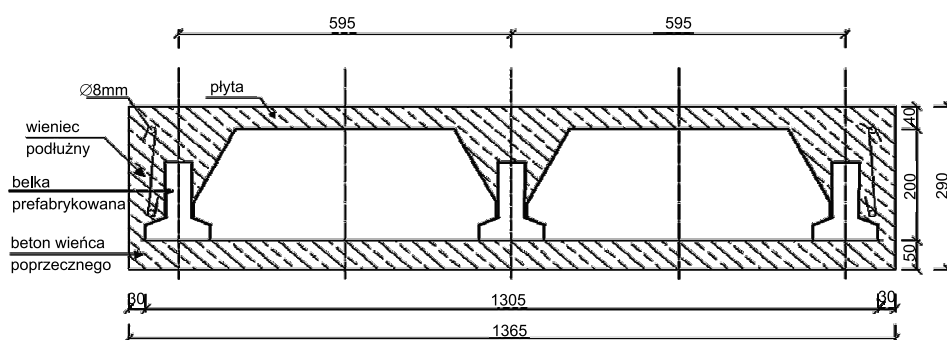
Dla każdego z badanych elementów w II etapie osiągnięto niemal identyczny model zniszczenia, polegający na ścięciu podłużnym belki w jej najsłabszym przekroju. Przebieg linii ścięcia został wymuszony przez ułożenie splotów sprężających w strefie połączenia pół-

ki i średnika belki prefabrykowane, przez co znacząco zmniejszona została powierzchnia betonu pracującego na ścinanie (rys. 3). W żadnej z próbek nie doszło do rozwarstwienia na styku belki i nadbetonu.

### 3.2. Badania płyt stropowych

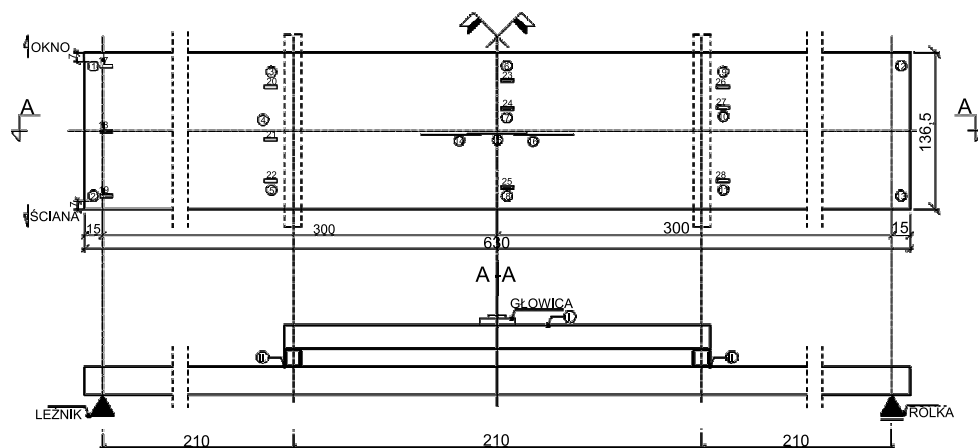
Badania płyt stropowych zostały przeprowadzone na elementach badawczych o rozpiętości od 4,30 m do 10,30 m i stałej szerokości 1365 mm, tzn. zrealizowane zostały one na trzech belkach prefabrykowanych w rozstawie osiowym 595 mm z dwoma pasmami pustaków keramzytobetonowych (rys. 4).

Sposób zbrojenia płyty górnej stropu (nadbetonu) uzależniony był od rozpiętości stropu – strefy podporowe, przęsłowe oraz miejsca przyłożenia liniowego obciążenia od trawersu badawczego zostały zazbrojone zgodnie z wytycznymi producenta.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny stropowego elementu badawczego

Fig. 4. Cross section of the tested floor element



Rys. 5. Schemat badania elementu M3 w próbie zginania

Fig. 5. Test setup for bending test of the M3 element

Wzdłuż dłuższego boku elementów badawczych, równolegle do skrajnych belek stropowych, wykonywano wąskie zewnętrzne, żelbetowe wieńce podłużne o szerokości 30 mm, natomiast w strefach podporowych typowe wieńce poprzeczne, o wymiarach 200 mm × × 290 mm.

W badaniach przyjęto schemat pracy stropu swobodnie podpartego z podporą przegubowo-przesuwną z jednej strony i przegubowo-nieprzesuwną z drugiej.

Obciążenie w postaci sił liniowych wywoływane było przez system badawczy ISTS, z użyciem przegubowo zamocowanego siłownika. W trakcie badań rejestrowane były elektronicznie, w sposób ciągły: czas obciążenia, wielkość siły, odkształcenie betonu w wybranych miejscach za pomocą tensometrów elektrooporowych (powierzchnia ściskana) i indukcyjnych czujników drogi (powierzchnia rozciągana) oraz ugięcia badanego elementu za pomocą czujników indukcyjnych. Przykładowy schemat badania wraz z rozmieszczeniem punktów pomiarowych (dla elementu M3) pokazano na rys. 5.

### 3.2.1. Etap III – badania ścinania elementów stropowych

III etap badań przewidywał wykonanie i przebadanie 3 elementów stropowych w skali rzeczywistej, z rozróżnieniem rodzaju stosowanych belek prefabrykowanych – charakterystykę badanych elementów podano w tabeli 1.

W badaniu ścinania płyt stropowych obciążenie realizowano w postaci obciążenia liniowego, zlokalizowanego w odległości 2,5-krotności wysokości płyty stropowej od osi podparcia elementu, która dla przedmiotowych stropów wynosiła 600 mm.

Tabela 1

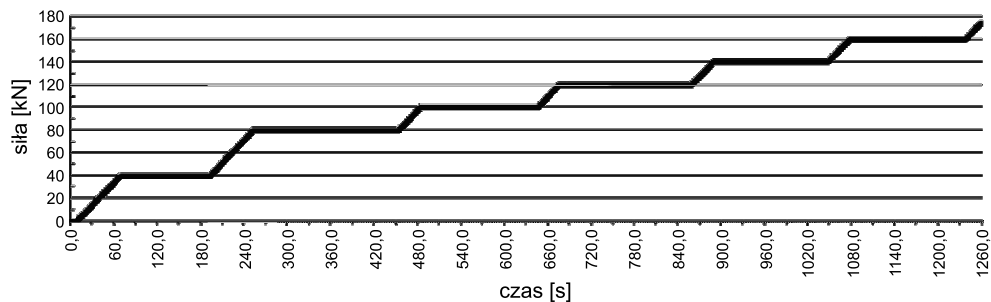
**Zestawienie elementów stropowych badanych w próbie ścinania**

Nr elementu	Oznaczenie elementu	Rozpiętość elementu [m]	Wysokość belki [mm]	Liczba splotów w belce
1	V1	4,30	140	2Y 1860 S7
2	V2	4,30	140	2Y 1860 S7
3	V3	4,30	170	3Y 1860 S7

Ponieważ zachowanie się poszczególnych elementów było bardzo zbliżone, poniżej podano szczegółowe informacje dotyczące badań ścinania na przykładzie elementu badawczego V1. Na rys. 6 pokazano przebieg obciążenia zewnętrznego w czasie badania elementu V1. Rys. 7 pokazuje rozwój ugięcia mierzonego w środku rozpiętości elementu w funkcji obciążenia zewnętrznego realizowanego przez maszynę wytrzymałościową. Na rys. 8 pokazano linię maksymalnego ugięcia elementu dla obciążenia niszczonego oraz odpowiednie linie ugięcia dla poziomu 66% i 33% tego obciążenia.

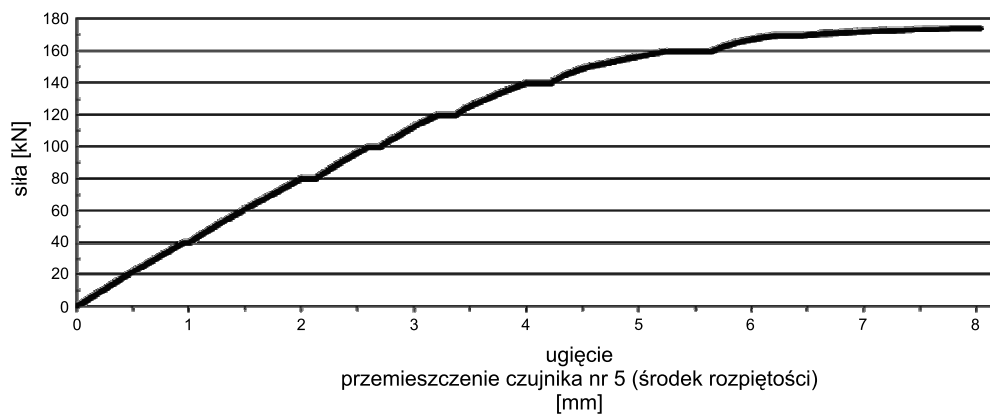
Zniszczenie tego elementu osiągnięto przy obciążeniu zewnętrznym, wytwarzanym przez siłownik, wynoszącym 174,4 kN. Po uwzględnieniu pełnego obciążenia (ciężaru własnego elementu, obciążenia realizowanego przez maszynę wytrzymałościową oraz obciążenia trawersem stalowym) wyznaczono maksymalną siłę poprzeczną na poziomie  $V_{Sd} = 160,4$  kN. Widok uszkodzeń zniszczonego elementu pokazano na rys. 9. W trakcie dokładnych oględzin zniszczonego elementu V1 nie stwierdzono oznak utraty nośności z uwagi na zginanie ani naruszenia zespolenia belek stropowych z betonem uzupełniającym.





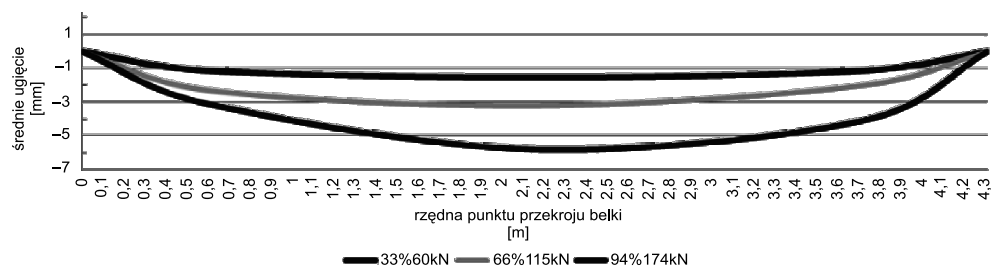
Rys. 6. Rozwój obciążenia elementu w czasie badania elementu V1

Fig. 6. The load – time chart for V1 element



Rys. 7. Rozwój ugięcia w środku rozpiętości, w funkcji obciążenia elementu V1

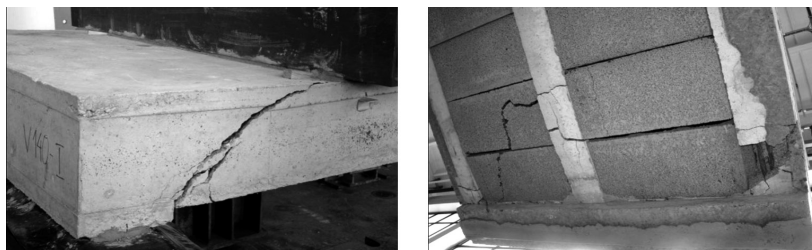
Fig. 7. The chart of deflection in the midspan of the V1 element



Rys. 8. Wykres ugięcia na długości elementu V1

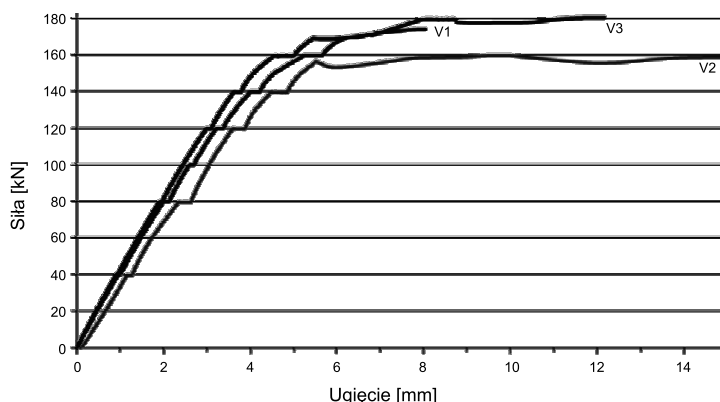
Fig. 8. The deflection chart on the length of the V1 element





Rys. 9. Widok zniszczonego elementu V1 – powierzchnia boczna i dolna elementu

Fig. 9. View of the failure of V1 element – side and bottom surfaces



Rys. 10. Zbiorczy wykres rozwoju ugięcia w funkcji obciążenia zewnętrznego, dla elementów płytowych badanych w próbie ścinania

Fig. 10. The cumulative diagram of shear tested elements deflections as a function of external load

We wszystkich przeprowadzonych badaniach uzyskano jednakowe modele zniszczenia. Osiągnięcie nośności na ścinanie poprzeczne następowało przez ścięcie ukośne żeber stropowych w obszarze między punktem przyłożenia obciążenia, a bliższą podporą elementu. Ścięcie żeber stropowych spowodowało szybki przyrost ugięcia (widoczny jako wypłaszczenie w końcowej części wykresu ugięcia pokazanego na rys. 10), wykruszanie się fragmentów półek dolnych prefabrykowanych belek stropowych oraz fragmentów pustaków wypełniających. W żadnym z badanych elementów nie uzyskano gwałtownego zawalenia się elementu badawczego. Przy założeniu, że zewnętrzna siła ścinająca rozkłada się równomiernie na 3 belki tworzące element badawczy, a ścinanie zachodzi w strefie zarysowanej przez zginanie, uzyskana w badaniach nośność znacznie przewyższała obliczeniową nośność na ścinanie takich elementów, która wyznaczona wg normy [1] kształtuje się na poziomie 83,4 kN.

### 3.2.2. Etap IV – badania zginania elementów stropowych

W IV etapie przebadano pięć fragmentów stropów w skali rzeczywistej, o rozpiętości teoretycznej od 4,30 m do 10,30 m, wykonywanych na belkach prefabrykowanych o wysokości 140 mm lub 170 mm – podstawową charakterystykę elementów podano w tablicy 2.

**Zestawienie elementów stropowych badanych w próbie zginania**

Nr elementu	Oznaczenie elementu	Rozpiętość elementu [m]	Wysokość belki [mm]	Liczba splotów w belce
4	M1	4,30	140	2Y 1860 S7
5	M2	4,30	170	3Y 1860 S7
6	M3	6,30	140	2Y 1860 S7
7	M4	8,30	140	2Y 1860 S7
8	M5	10,30	170	3Y 1860 S7

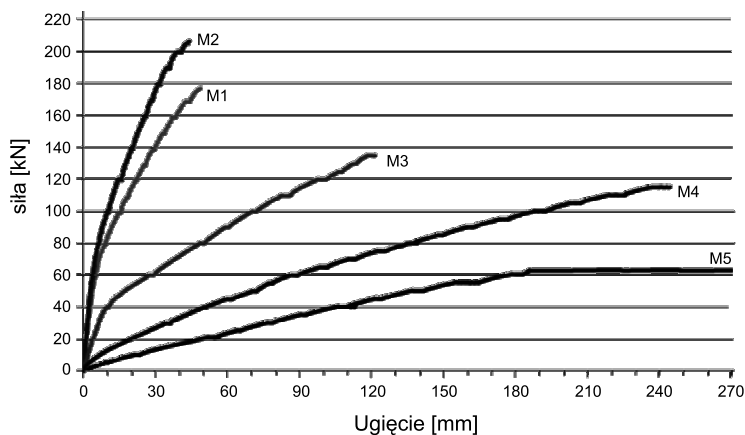
Obciążenie zewnętrzne realizowano w postaci dwóch liniowo przyłożonych sił, zlokalizowanych w 1/3 i 2/3 rozpiętości elementu – typowy schemat badania w próbie czteropunktowego zginania.

W zginanych elementach badawczych o rozpiętościach od 4,30 m do 8,30 m uzyskano bardzo zbliżone modele zniszczenia. W przypadku najdłuższego elementu, o rozpiętości 10,30 m, nie osiągnięto zniszczenia, a badanie przerwano przy ugięciu stropu wynoszącym ok. 280 mm.

Wszystkie badane elementy, po ustawieniu na stanowisku badawczym i obciążeniu ciężarem stalowych trawersów, pracowały w stanie niezarysowanym. W miarę przykładania coraz większego obciążenia zewnętrznego, na powierzchni dolnej pasa dolnego belek pojawiały się rysy o średnim rozstawie wynoszącym 150–200 mm. Z powodu zarysowania belek stropowych malała sztywność elementu, w wyniku czego rejestrowano coraz większe przyrosty ugięć.

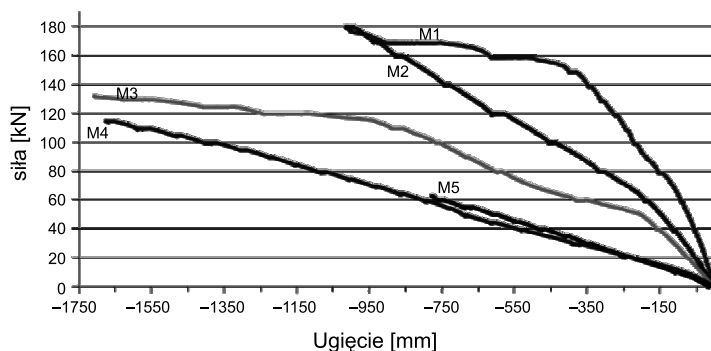
Na rys. 11 przedstawiono wykresy rozwoju ugięcia w funkcji obciążenia zewnętrznego, mierzonego w środku rozpiętości stropu dla wszystkich elementów badanych w próbie zginania. Na wykresach tych widać, że dla stropów o rozpiętości 4,30 m (M1 oraz M2) zmiana sztywności wywołana zarysowaniem następowała przy obciążeniu zewnętrznym w przedziale 70–80 kN, a dla stropu o rozpiętości 6,30 m przy obciążeniu zewnętrznym wynoszącym ok. 40 kN. W stropach o rozpiętości 8,30 m (M4) i 10,30 m (M5) zarysowanie pojawiało się już przy niewielkich wielkościach obciążeń przewyższających ciężar własny elementu i ciężar trawersów. W tych dwóch elementach ugięcia rejestrowane podczas badania, nawet przy niewielkich obciążeniach zewnętrznych, osiągały bardzo duże wartości, znacznie przekraczające wartości dopuszczalne sugerowane przez normy.

Rysunek 12 pokazuje rozwój średnich odkształceń ściskanej powierzchni górnej betonu uzupełniającego, mierzonych w sąsiedztwie trawersu poprzecznego, obciążającego strop od strony bliższej podpory (przekrój maksymalnie wyężony), w funkcji obciążenia zewnętrznego realizowanego przez maszynę wytrzymałościową. W całym okresie trwania badania odkształcenia betonu ściskanego rosły wraz ze wzrostem obciążenia – dowodzi to, iż nie doszło do rozwarstwienia między betonem uzupełniającym a belką prefabrykowaną. W elementach M1 i M3, w końcowej części badania dochodziło do lokalnego wymiażdżenia betonu ściskanego.



Rys. 11. Zbiorczy wykres rozwoju ugięcia badanych w próbie zginania elementów płytowych

Fig. 11. The cumulative diagram of flexure tested elements deflections as a function of external load



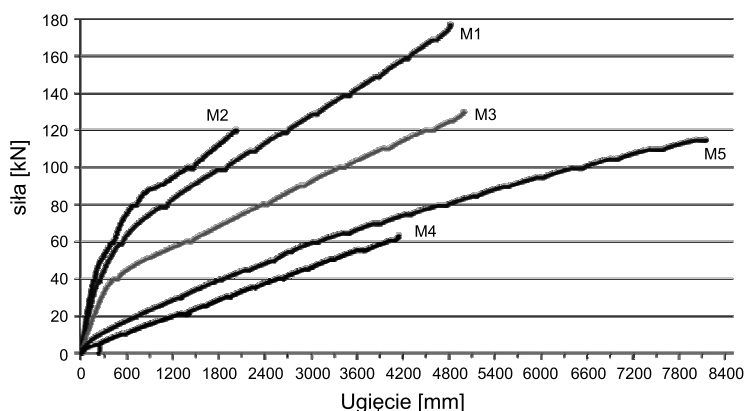
Rys. 12. Zbiorczy wykres rozwoju średnich odkształceń ściskanej powierzchni górnej betonu uzupełniającego dla zginanych elementów płytowych [ $\mu\text{m/m}$ ]

Fig. 12. The cumulative diagram of the development of average compression strain in the concrete topping as a function of external load [ $\mu\text{m/m}$ ]

Na rysunku 13 przedstawiono rozwój średnich odkształceń powierzchni dolnej żeber stropowego, mierzonych w strefie środka rozpiętości, w funkcji obciążenia zewnętrznego realizowanego przez maszynę wytrzymałościową. Pomiar tych odkształceń wykonywany był na trzech bazach o długościach po 500 mm, tak więc uwzględnia on wielkość zarysowania w tym obszarze (na długości bazy pomiarowej występowały po 3 rysy).

Osiągnięcie nośności elementów M1 – M4 następowało w wyniku pęknięcia ukośnego środkowej strunobetonowej belki stropowej, w miejscu maksymalnej interakcji momentu zginającego z siłą poprzeczną, tj. w sąsiedztwie trawersu poprzecznego od strony podpo-ry. Widok uszkodzeń zniszczonego elementu pokazano na rys. 14 i 15. Zniszczenie żeber

stropowych powodowało nagły przyrost ugięcia, który doprowadzał do ścięcia podłużnego belki prefabrykowanej na wysokości splotów sprężających na odcinku o znacznej długości, a niekiedy również (element M4) rozwarstwienia poziomego w płaszczyźnie zbrojenia nadbetonu (rys. 15). Rozwarstwienie poziome belki jest typowym wtórnym modelem zniszczenia (po osiągnięciu nośności na ścinanie poprzeczne) elementów z betonu nie posiadających zbrojenia poprzecznego. W wyniku takiego mechanizmu zniszczenia ze stropu odpadły duże fragmenty półek dolnych belek oraz fragmenty ścianek dolnych i żeber pustaków wypełniających. Następowła utrata przyczepności splotów sprężających do betonu na znacznej długości, postępującą od przekroju zniszczenia w kierunku bliższej podpory. Zazwyczaj jednak ciągną sprężające pozostawały nadal dobrze zakotwione w strefie podporowej belki (przy wieńcu poprzecznym badanego elementu). Dzięki temu w żadnym z badanych elementów nie doszło do gwałtownego, kruchego zniszczenia. Po odciążeniu elementu, w wyniku wciąż działającej siły sprężającej, następowało częściowe „uniesienie się” stropu do góry (zmniejszenie ugięcia).



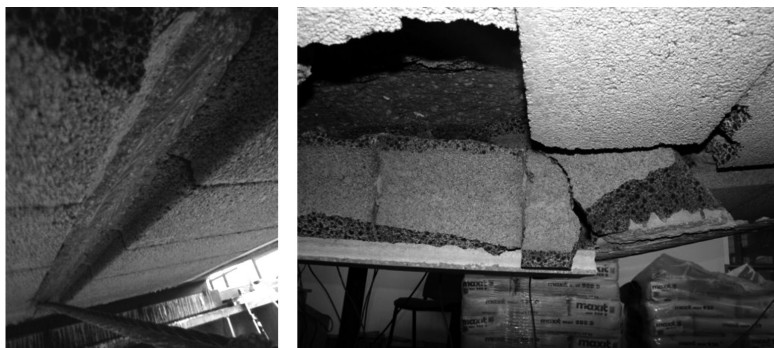
Rys. 13. Zbiórny wykres rozwoju średnich odkształceń powierzchni dolnej żeber stropowego dla zginanych elementów płytowych [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]

Fig. 13. The cumulative diagram of the development of average compression strain of lower surface of PC girder as a function of external load [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]



Rys. 14. Widok zniszczenia elementu M4 – widok ogólny i od spodu stropu

Fig. 14. View of the failure of M4 element – general and bottom view



Rys. 15. Rozszczepienie belki stropowej w płaszczyźnie zbrojenia sprężającego.  
Uszkodzenie belki środkowej

Fig. 15. Splitting of beam at the level of prestressing tendons.  
Damage of the central girder

Po zdemontowaniu elementów ze stanowiska badawczego zostały one poddane szczegółowym oględzinom. Na rys. 16 widać odspojone fragmenty środkowego żebra stropowego, ściętego przez działanie sił poprzecznych – zdjęcia te dobitnie pokazują, że nie doszło do rozwarstwienia między betonami.



Rys. 16. Widok ściętego żebra stropowego elementu M4

Fig. 16. View of shear failure of the PC girder in the M4 element

Badanie elementu M5 prowadzono do osiągnięcia obciążenia zewnętrznego, wytwarzanego przez siłownik, wynoszącego 63,3 kN, odpowiadającego ugięciu stropu powyżej 280 mm (ostatnia zarejestrowana wartość ugięcia w środku rozpiętości stropu, tuż przed zdjęciem czujnika, wynosiła 272,4 mm). W badaniu tym nie doprowadzono do zniszczenia elementu, ponieważ maksymalny wysuw tłoka maszyny wytrzymałościowej był mniejszy od uzyskanego ugięcia stropu – użyty siłownik posiadał nominalny wysuw tłoka 250 mm. Po osiągnięciu pełnego wysuwu tłoka płytę odciążono w celu włożenia między siłownik a trawers przekładki o grubości 40 mm. Obciążenie powtórzono dochodząc do ugięcia prze-

kraczącego 280 mm (dokładnych wielkości ugięcia już nie rejestrowano, ponieważ pod koniec badania, w trosce o bezpieczeństwo czujników, zostały one zdemonstrowane). Widok ugiętego elementu M5 pokazano na rys. 17. Przy tej wielkości ugięcia szerokości rozwarcia rys na dolnych powierzchniach belek dochodziły do 1 mm. Po ponownym odciążeniu ugięcie elementu cofnęło się do ok. 40 mm. Element w tym stanie zachowywał się sprężyste, ale ugięcia od nawet stosunkowo niewielkich obciążeń były bardzo znaczące.



Rys. 17. Widok ugiętego elementu M5

Fig. 17. View of the deflected M5 element

#### 4. Wnioski

Dla przebadanych płyt zginanych określono równoważne obciążenie równomiernie rozłożone (działające oprócz ciężaru własnego stropu), wywołujące identyczny moment zginający bądź siłę poprzeczną jak w chwili zniszczenia. Wyniki obliczeń takiego obciążenia niszczącego (tabela 3) pokazują, iż są one znacznie większe od przeciętnie spotykanych obciążeń stropów gęstożebrowych.

Tabela 3

**Wielkości równomiernie rozłożone obciążenia zastępczego**

Element	Maksymalna siła poprzeczna $V_{sd}$ [kN]	Maksymalny moment zginający $M_{sd}$ [kNm]	Obciążenie równoważne na 1 mb belki $q_{max}$ [kN/mb]	Obciążenie równoważne na 1 m <sup>2</sup> płyty $q_{max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
M1	99,1	138,6	41,9	69,8
M2	120,7	169,4	51,9	86,5
M3	83,3	167,9	22,2	37,0
M4	77,6	202,7	14,5	24,1
M5*	55,3*	170,9*	6,5*	10,8*

\* element, w którym nie osiągnięto nośności i przerwano badanie



Badania elementów stropowych wykazały, że we wszystkich przypadkach dużo wcześniej dochodziło do przekroczenia warunków SGU (powstawanie zarysowań o szerokościach przekraczających wartości dopuszczalne, bardzo duże ugięcia), niż do utraty ich nośności na zginanie lub ścinanie.

Zarówno przeprowadzone badania doświadczalne, jak i wykonane według obowiązujących norm analizy obliczeniowe wykazały, że o możliwości stosowania analizowanych stropów decydują wielkości ugięcia, które są mocno uzależnione od możliwości pojawienia się zarysowania belek stropowych wywołanego zginaniem. Po przekroczeniu wielkości momentu rysującego, obliczeniowe ugięcie żebra płyty stropowej szybko rośnie i łatwo osiąga wartości dopuszczalnej strzałki ugięcia. Należy też zwrócić uwagę na fakt, że jeżeli odpowiednio duże zarysowanie byłoby efektem nawet jednokrotnego przeciążenia konstrukcji, to jej sztywność zostanie trwale obniżona. W takiej sytuacji ugięcia stropu związane z normalnymi obciążeniami użytkowymi trwale wzrosną i już nie osiągną wartości sprzed momentu przeciążenia.

Zrealizowane badania eksperymentalne I i II etapu wykazały jednoznacznie, że dla zakresu możliwych obciążeń w analizowanych stropach gęstożebrowych na belkach strunobetonowych nie istnieje niebezpieczeństwo rozwarstwienia stropu. Przy zachowaniu odpowiedniego reżimu wykonywania stropu na miejscu budowy, prawidłowe zespolenie betonu uzupełniającego z żebrami jest zagwarantowane dzięki odpowiedniemu ukształtowaniu powierzchni górnej belek oraz częściowemu obetonowaniu powierzchni bocznych środników belek. Badania prowadzone na elementach belek stropowych obetonowanych na szalunku z pustaków wykazały, że najsłabszym przekrojem żebra jest przekrój środnika belki, na granicy z półką dolną. W żadnym z przebadanych elementów w tym etapie nie doprowadzono do utraty zespolenia między betonami.

Ponadto badania wykazały, że wbrew potocznym opiniom, analizowane stropy gęstożebrowe nie niszczą się gwałtownie i krucho, a wręcz wykazują się bardzo dużymi zarysowaniami i ugięciami, wcześniej sygnalizującymi możliwą utratę nośności.

Zwiększenie zakresu dopuszczalnych rozpiętości analizowanych stropów możliwe jest tylko poprzez zwiększenie sztywności płyty stropowej, co musi wiązać się ze zwiększeniem wysokości płyty stropowej. Można to osiągnąć, stosując np. pustaki wypełniające o zwiększonej wysokości. Zwiększenie nośności na ścinanie podłużne musi się natomiast wiązać ze zmianą geometrii prefabrykowanych, strunobetonowych belek stropowych w obszarze styku półki dolnej ze środnikiem.

## L i t e r a t u r a

- [1] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [2] PN-EN 15037-1:2011/Ap1:2012 Prefabrykaty z betonu. Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 1: Belki.
- [3] D e r k o w s k i W., S u r m a M., *Zespolenie w sprężonych stropach gęstożebrowych bez zbrojenia poprzecznego*, Materiały Budowlane, nr 11, 2011, 10-14.