

# Analiza nośności na ścinanie betonowych próbek zespolonych z wrębami w płaszczyźnie zespolenia

Shear resistance analysis of composite concrete specimens with keyed interface

mgr inż. Grzegorz Sadowski (ORCID: 0000-0001-6441-0875), dr inż. Piotr Wiliński (ORCID: 0000-0002-8599-5099), Wydział Budownictwa, Mechaniki i Petrochemii, Politechnika Warszawska Filia w Płocku, prof. dr hab. inż. Anna Halicka (ORCID: 0000-0001-5526-8862), Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska

DOI 10.5604/01.3001.0053.6989

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono badania próbek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami oraz referencyjnych elementów monolitycznych. Na podstawie wyników badań laboratoryjnych wykonano modele numeryczne, które posłużyły do analizy sposobu zniszczenia złącza. Przeprowadzono analizę porównawczą efektywności złącza badanych elementów z modelami numerycznymi oraz wynikami badań dostępnymi w literaturze. Badania i analizy wykazały, że zniszczenie złącza nastąpiło przez ścinanie wrębów, poprzedzone zerwaniem adhezji w styku. Nośność złącza uzależniona jest od geometrii próbek oraz sposobu ich obciążenia.

**Słowa kluczowe:** zespolone konstrukcje betonowe, nośność styku z wrębami, symulacja numeryczna.

**Abstract:** The paper presents tests of composite specimens with the indented surface element and reference monolithic elements. Based on the results of laboratory tests, numerical models were made, which were used for further analysis of the interface cracking. A comparative analysis of the effectiveness of the notches of the tested elements with numerical models and the results of research available in the literature was carried out. Testing and analysis showed that the failure of the joint occurred by notch shear, preceded by adhesion rupture at the interface. The bearing capacity of interface between the concrete depends on the specimens' geometry and the way they are loaded.

**Keywords:** composite concrete structures, bearing capacity of the interface, numerical simulation.

## 1. Wprowadzenie

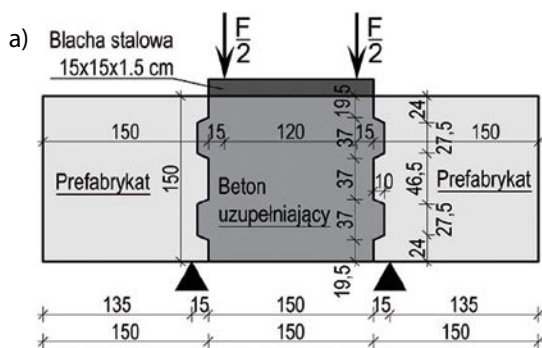
Ważnym czynnikiem ekonomicznym w procesie inwestycyjnym jest szybkość realizacji poszczególnych etapów budowy oraz ich pracochłonność. Podział konstrukcji na powtarzalne elementy prefabrykowane pozwala skrócić czas budowy. System kontroli jakości oraz automatyzacja procesów w zakładzie prefabrykacji sprawia, że elementy prefabrykowane charakteryzują się lepszą dokładnością wykonania w porównaniu do tych wykonywanych bezpośrednio na budowie.

W przypadku betonowych elementów prefabrykowanych najczęściej na etapie budowy wykonuje się monolityzację, czyli ułożenie warstwy mieszanki betonowej na prefabrykowanej płycie lub belce. Takie połączenie betonów – materiałów o podobnych właściwościach, ale wykonanych w różnym czasie, powinno prowadzić do stworzenia połączenia „quasi monolitycznego”. Ukształtowanie powierzchni prefabrykatu w formie wrębów jest jednym ze sposobów, od których oczekuje się tego efektu.

Praca niniejsza stanowi element większego programu badawczego dotyczącego zachowania elementów zginanych z powierzchnią ukształtowaną z wrębami.

W pracy zaprezentowano badania i analizy związane z nośnością styku powierzchni prefabrykatu z wrębami przeprowadzone w małej skali na zespolonych próbkach betonowych, przecinanych w dwóch płaszczyznach styku. W literaturze badania połączenia dwóch betonów wykonywanych w różnych terminach najczęściej przeprowadza się w testach typu: „push-off” [1–6], przecinania w jednej płaszczyźnie [7], przecinania w dwóch płaszczyznach [8] oraz [9]. Badań tych, ze względu na różne stany naprężeń występujące w złączu, nie można bezpośrednio porównywać. Dzieje się tak, gdyż geneza powstawania naprężeń w połączeniu jest odmienna. Bezpośredniego porównania wyników można dokonać jedynie po obliczeniu współczynnika efektywności zespolenia  $\alpha_z$  według [10], zdefiniowanego wzorem (1). Współczynnik ten określa stosunek naprężeń powstających w styku powierzchni zespolonej do naprężeń występujących w analogicznej próbce monolitycznej. Na efektywność zespolenia w złączu pomiędzy betonami mają wpływ: zjawisko adhezji, tarcie pomiędzy betonami, zjawisko *aggregate interlock*, zbrojenie zszywające, zjawisko *shear-friction* oraz zjawisko *dowel action*. Wielu badaczy zwraca uwagę, że maksymalne wartości poszczególnych mechanizmów pracy styku nie występują jednocześnie [10–12]. Mechanizmy te

**Rys. 1.** Stanowisko badawcze: a) schemat i geometria próbki zespolonej, b) widok stanowiska badawczego



współdziałają oraz wpływają na siebie, jednakże osiągają swoje maksima przy różnych wzajemnych przemieszczeniach w styku łączonych betonów.

Celem niniejszego artykułu jest poszerzenie wiedzy dotyczącej sposobu zniszczenia ścinanych złączy elementów zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami bez zbrojenia zszywającego, a także prezentacja wyników badań efektywności takich połączeń. Dla osiągnięcia zaplanowanego celu zrealizowano badania laboratoryjne próbek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami oraz wykonano ich analizy numeryczne. Przeprowadzone badania posłużą jako rozpoznanie zachowania się wrębów w styku i zostaną wykorzystane do dalszych analiz belkowych elementów prefabrykowanych z powierzchnią ukształtowaną z wrębami.

## 2. Materiały i metody

### 2.1. Przedmiot badań, materiały i metody badań laboratoryjnych

Badaniom poddano 3 próbki zespolone oraz 3 referencyjne elementy monolityczne. Geometria powierzchni prefabrykatów z wrębami została wykonana zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 1992-1-1:2008 [13] oraz wytycznych *fib* Model Code 2010 [11]. Charakterystyka poszczególnych serii była następująca:

- B-W – powierzchnia prefabrykatu z wrębami; prefabrykat o wymiarach 150x150x450 mm (rys. 1),
  - B-M – próbki monolityczne o wymiarach 150x150x450 mm.
- Badane elementy wykonano w trzech etapach: w pierwszym betonowano prefabrykaty, w drugim prefabrykaty uzupełniono betonem uzupełniającym, a w trzecim przygotowano monolityczne próbki referencyjne. W każdym etapie mieszanka betonowa została wykonana przy użyciu tej samej receptury. Do wykonania mieszanek betonowych został wykorzystany cement CEM II/B-V 32,5N-LH/HSR/NA (producent Grupa

Ożarów S.A), kruszywo naturalne stanowiące mieszankę kruszywa drobnego (0–4 mm) i żwiru (4–16 mm). Zastosowano domieszkę upłynniającą Betocrete-F27 (FM) w ilości 1% masy cementu. Jako wodę zarobową zastosowano wodę wodociągową. Wykorzystany beton miał klasę konsystencji F4 i wskaźnik w/c wynoszący 0,65. Beton uzupełniający został wykonany po 7 dniach dojrzewania betonu prefabrykatu. Przed ułożeniem betonu uzupełniającego powierzchnia prefabrykatu została oczyszczona oraz zwilżona wodą. Podczas każdego betonowania wykonywano próbki do wyznaczenia wytrzymałości betonu na ściskanie (8 próbek 150x150x150 mm), rozciągania przy rozłupywaniu (6 próbek 150x150x150 mm) oraz modułu sprężystości (3 walce Ø150 mm, h = 300 mm). Próbki przechowywano w laboratorium do czasu badania w warunkach powietrzno-suchych przez 35 dni (prefabrykat) oraz 28 dni (beton uzupełniający, monolit). Zbadane parametry materiałowe zostały zamieszczone w tabeli 1. Klasę betonu prefabrykatu, betonu uzupełniającego oraz betonu próbek monolitycznych ustalono zgodnie z normą PN-EN 206+A2: 2021-08 i zakwalifikowano je do klasy C25/30.

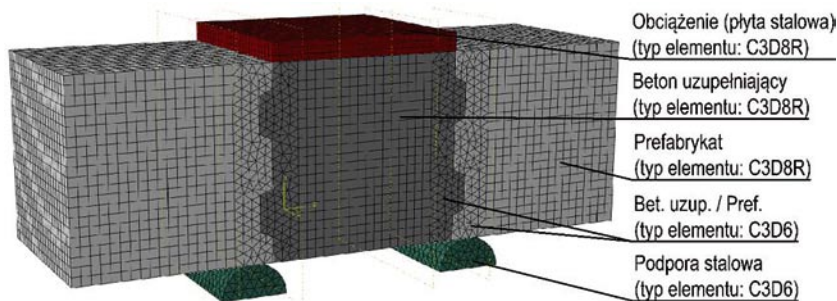
### 2.2. Analiza numeryczna

Modele obliczeniowe próbek (zespolonej oraz monolitycznej) wykonano przy użyciu programu Abaqus/CEA 2019. Geometrię próbek, parametry materiałowe, sposób obciążenia i podparcia przyjęto identycznie jak w badaniach laboratoryjnych (rys. 2). W celu odwzorowania pracy betonu wykorzystano model betonu plastycznego ze zniszczeniem CDP (*Concrete Damage Plasticity*). Pozwala on na odwzorowanie zachowania betonu w złożonym stanie naprężeń. Wykorzystując źródła literaturowe [14–18] oraz wytyczne instrukcji Abaqus [19], przyjęto parametry opisujące zachowanie modelu betonu CDP (tab. 2).

**Tabela 1.** Parametry wytrzymałościowe betonów

| Element | Warstwa betonu      | $f_{cm,cube}$ [MPa] |                        | $f_{ctm}$ [MPa] |                        | $E_{cm}$ [GPa]  |                        |
|---------|---------------------|---------------------|------------------------|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|
|         |                     | wartość średnia     | odchylenie standardowe | wartość średnia | odchylenie standardowe | wartość średnia | odchylenie standardowe |
| B-W     | Beton uzupełniający | 28,29               | 0,95                   | 2,22            | 0,29                   | 26,98           | 0,53                   |
|         | Prefabrykat         | 28,28               | 0,84                   | 2,29            | 0,23                   | 27,42           | 0,72                   |
| B-M     | Monolit             | 26,54               | 1,46                   | 2,18            | 0,28                   | 26,34           | 0,49                   |

**Rys. 2.** Model próbki zespolonej 3D serii B-W wykonany za pomocą oprogramowania Abaqus oraz oznaczenia przyjętych rodzajów elementów bryłowych siatki MES



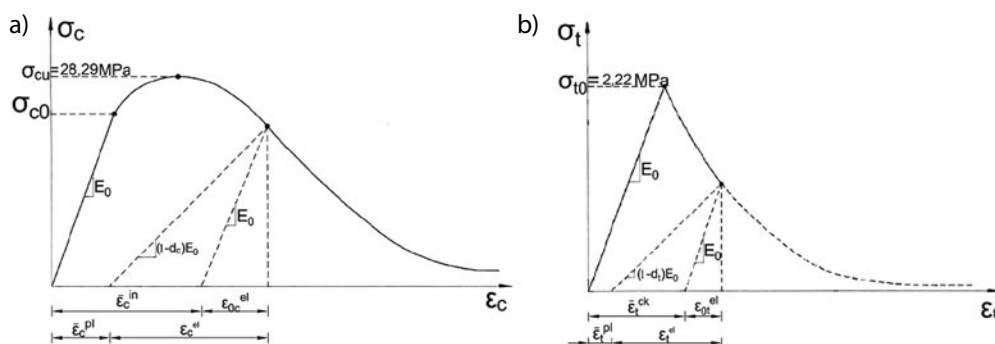
**Tabela 2.** Parametry modelu betonu CDP użyte w analizie numerycznej

| Nazwa parametru                               | Wartość |
|---|---------|
| $K_c$   | 0,667   |
| Eccentricity $\epsilon$                       | 0,10    |
| $f_{bo}/f_{co}$ ( $\sigma_{bo}/\sigma_{co}$ ) | 1,16    |
| Dilation angle $\psi$                         | 36°     |
| Viscosity parameter $\mu$                     | 0,0001  |

Zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu ściskanego i rozciąganego (rys. 3) wyznaczono, wykorzystując dane materiałowe otrzymane z badań (tab. 1). Krzywa opadająca dla betonu rozciąganego została wyznaczona według wytycznych przedstawionych w [14, 15]. W modelu uwzględniono także degradację sprężystą betonu w strefie ściskanej oraz rozciąganej, która została zdefiniowana za pomocą parametrów  $d_t$  (beton rozciągany) i  $d_c$  (beton ściskany). Dla betonu niezniszczonego zmienna degradacji wynosi 0, a dla całkowitej utraty możliwości przenoszenia naprężeń wartość ta równa jest 1 [20].

Wirtualne modele, po wstępnej analizie, zostały podzielone siatką elementów skończonych o wymiarach oczek około 7 mm. Do jej budowy użyto ośmiowzłowych elementów bryłowych typu C3D8R, a w miejscach wrębów sześciowzłowych elementów bryłowych typu C3D6 (rys. 2). Połączenia w formie kontaktu pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym zamodelowano jako typ *surface-to-surface* o charakterze *Hard*. Dodatkowo model styku pomiędzy betonami zawierał oddziaływanie kohezyjne *cohesive contact*, bez wprowadzania dodatkowych elementów pomiędzy warstwami betonu, które zostało zaimplementowane jako kryterium *traction-separation*.

**Rys. 3.** Zależności naprężenie-odkształcenie dla modelu CDP (podane wartości dotyczą betonu prefabrykatu próbek serii B-W): a) przy jednoosiowym ściskaniu, b) przy jednoosiowym rozciąganiu



Proces kalibracji modelu wykonano, przyjmując: współczynnik tarcia  $\mu = 0,6$ , parametr naprężeń powierzchni kohezyjnej (we wszystkich kierunkach) równy wytrzymałości betonu na rozciąganie  $f_n^o = f_s^o = f_t^o = 2,22$  MPa oraz parametr separacji przy zniszczeniu we wszystkich kierunkach  $\delta_{nr}^f, \delta_{sr}^f, \delta_{tt}^f$  zmienny w zakresie od 0,001 do 0,1 mm. Sztywność powierzchni kohezyjnej  $K_{nr}, K_{sr}, K_{tt}$  przyjęto jako zdefiniowaną w programie wartość domyślną. Kalibrację uznano za satysfakcjonującą po uzyskaniu wartości sił niszczących o zbliżonych wartościach do tych uzyskanych w badaniach laboratoryjnych. Najlepszą zgodność z badaniami laboratoryjnymi osiągnięto dla wartości przemieszczenia 0,005 mm (ustalony parametr separacji).

### 3. Rezultaty

#### 3.1. Wyniki badań

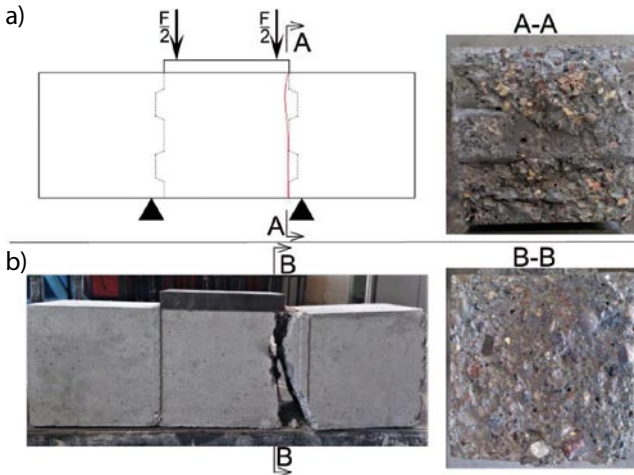
Elementy badawcze ulegały zniszczeniu wskutek ścięcia betonu w płaszczyźnie pomiędzy podporą a punktem przyłożenia obciążenia (rys. 4), przy wartości obciążeń przedstawionych w tabeli 3.

Zniszczenie próbek zespolonych z wrębami polegało na częściowym ścięciu wrębów oraz odspojeniu betonu uzupełniającego od prefabrykatu. Trajektoria płaszczyzny ścięcia, zaznaczona na rysunku 4 czerwoną linią, przebiegała na połączeniu dwóch betonów oraz w betonie uzupełniającym. Na podstawie dalszych analiz numerycznych można przypuszczać, że zerwanie adhezji pomiędzy betonami w dolnej części próbki występowało przy mniejszym obciążeniu niż obciążenie powodujące osiągnięcie nośności styku. Następnie zazębianie mechaniczne wrębów powodowało miejscowy wzrost naprężeń w sąsiedztwie styku, co skutkowało ścięciem wrębów betonu uzupełniającego.



**Tabela 3.** Wartości sił niszczących uzyskane w badaniach

| Nr próbki<br>Seria | F - siła niszcząca próbkę [kN] |       |       |         | Odchylenie standardowe [kN] |
|--------------------|--------------------------------|-------|-------|---------|-----------------------------|
|                    | 1                              | 2     | 3     | Średnia |                             |
| B-W                | 40,76                          | 56,29 | 58,51 | 51,85   | 9,67                        |
| B-M                | 103,41                         | 92,25 | 95,55 | 97,07   | 5,73                        |

**Rys. 4.** Widoki zniszczonych elementów: a) próbka zespolona serii B-W, b) próbka monolityczna serii B-M

Należy zaznaczyć, że próbki serii B-W charakteryzowały się większym rozrzutem wyników niż elementy monolityczne. Próbki zespolone są bardziej podatne na błędy wykonawcze oraz niedoskonałości sposobu obciążenia, co często podkreślają również inni badacze [1].

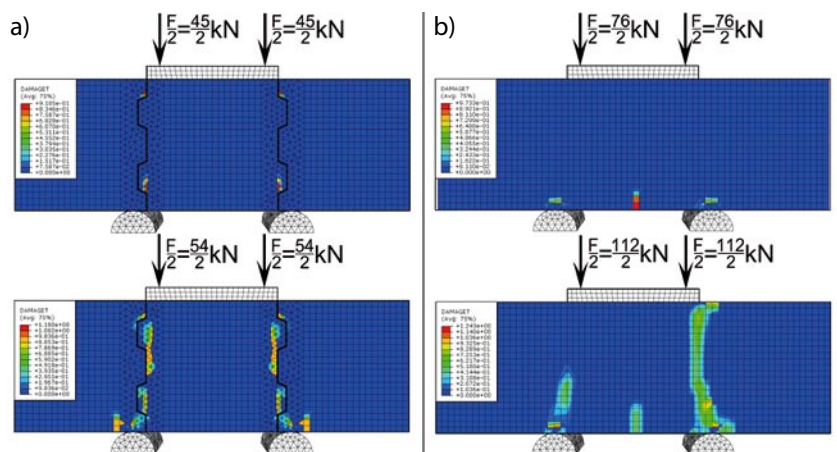
Średnia wartość obciążenia niszczącego próbek monolitycznych jest większa o 87,2% w porównaniu z elementami zespolonymi.

### 3.2. Wyniki analizy MES

Analizę numeryczną przeprowadzono dla próbki zespolonej oraz referencyjnej próbki monolitycznej. Zarysowanie próbek zostało zobrazowane w programie Abaqus przy użyciu parametru DAMAGET. Parametr ten określa degradację betonu podlegającego rozciąganiu  $d_t$  w zakresie od 0 do 1.

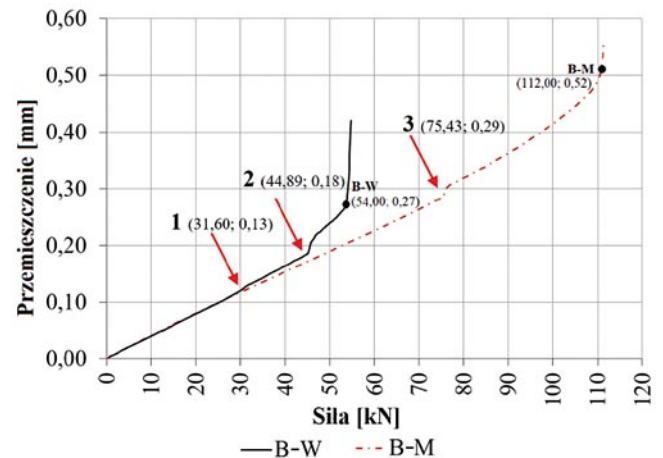
Dodatkowo przeanalizowano przemieszczenia elementów odczytane w osi symetrii na dolnej powierzchni próbki.

W próbkach zespolonych pierwsze oznaki zarysowania styku zaobserwowano

**Rys. 5.** Obraz zarysowania próbek jako maksymalne wyężenie betonu rozciąganego wygenerowane przy użyciu parametru degradacji betonu DAMAGET: a) próbka zespolona serii B-W przy obciążeniu 45 kN oraz 54 kN, b) próbka monolityczna serii B-M przy obciążeniu 76 kN oraz 112 kN

we wręczach z betonu uzupełniającego przy obciążeniu około 45 kN (rys. 5a, strzałka nr 2 na rysunku 6). Jednakże należy zaznaczyć, że wykres zależności siła-przemieszczenie zmienia swój charakter już przy obciążeniu 31,60 kN (strzałka nr 1 na rysunku 6), co może być wynikiem zerwania adhezji pomiędzy betonami. Jako zniszczenie próbki uznano obciążenie 54 kN, przy którym nastąpił nagły wzrost przemieszczenia dolnej powierzchni próbki przy niewielkim przyroście obciążenia. Schemat zarysowania próbki w fazie zniszczenia otrzymany w analizie numerycznej pokrywa się z uzyskanym w badaniach laboratoryjnych (rys. 4a, rys. 5a).

W przypadku modelu próbki monolitycznej przy obciążeniu około 76 kN zaobserwowano zarysowanie charakterystyczne dla efektu zginania (rys. 5b, strzałka nr 3 na rysunku 6). Należy zaznaczyć, że zarysowanie od zginania było związane najprawdopodobniej ze sposobem obciążania próbek, które powodowało powstawanie niezamierzonego momentu zginającego (wpływ konstrukcji stanowiska badawczego). Obciążenie wywołujące zarysowanie w próbce monolitycznej było większe niż obciążenie niszczące próbkę zespoloną. Wraz ze wzrostem obciążenia zarysowanie postępowało w płaszczyźnie ścinanej, aż do całkowitego zniszczenia elementu przy sile 112 kN. Charakter obrazu

**Rys. 6.** Wykres zależności siła-przemieszczenie dla belek serii B-W oraz B-M

zarysowania modelu monolitycznego bardzo dobrze pokrywa się z płaszczyzną ścicia rzeczywistej próbki monolitycznej (rys. 4b, rys. 5b).

#### 4. Dyskusja

Wyniki obliczeń współczynnika efektywności zespolenia  $\alpha_z$  według [10] (wzór 1), ustalone na podstawie: badań własnych, analiz MES oraz testach typu *push-off* relacjonowanych w badaniach [1] i [2] zestawiono w tabeli 4. We wszystkich próbkach poddanych analizie zniszczenie nastąpiło wskutek ścicia wrębów pomiędzy powierzchnią prefabrykatu a betonem uzupełniającym. Największe wartości współczynnika efektywności zespolenia uzyskano w badaniach opisanych w [1], jednakże badania te charakteryzowały się dużym rozrzutem wyników.

$$\alpha_z = \frac{f_z}{f_m} \quad (1)$$

w którym:

$f_z$  – naprężenia niszczące próbkę zespoloną,

$f_m$  – naprężenia niszczące próbkę monolityczną wykonaną ze słabszego z betonów.

Współczynnik efektywności zespolenia uzyskany w badań własnych jest o 28,3% mniejszy niż wyznaczony na podstawie badań [2]. Warto zaznaczyć, że w pracy [2] wysokość wrębów prefabrykatu wynosiła  $d = 5$  mm i była dwa razy mniejsza niż przedstawiona w badaniach własnych.

Współczynnik efektywności zespolenia obliczony na podstawie analiz MES jest o 9,4% mniejszy niż średni uzyskany z badań laboratoryjnych. Otrzymane różnice mogły wynikać: ze sposobu obciążenia próbek w badaniach laboratoryjnych, sposobu kalibracji modelu numerycznego lub też przyjętych wartości parametrów wytrzymałościowych betonu. Jednakże odpowiedź modelu numerycznego dobrze odzwierciedla

sposób zniszczenia elementów zespolonych.

Badania wykazały, że styki w elementach zespolonych w małej skali pracują w złożonym stanie naprężeń, czyli występują w nich naprężenia normalne i styczne. W zależności od geometrii próbek i sposobu badania złożony stan naprężeń może różnić się od tego, jaki może występować w rzeczywistej konstrukcji.

#### 5. Podsumowanie

Na podstawie analiz wyników badań laboratoryjnych, modeli wirtualnych oraz porównania ich z danymi zaczerpniętymi z publikacji można sformułować następujące wnioski:

- wirtualny model próbki zespolonej i jego kalibracja na podstawie wyników badań laboratoryjnych pozwala na rozszerzoną analizę pracy elementu zespolonego z powierzchnią styku z wrębami. Analiza modelu wykazała, że zniszczenie styku ścinanego objawiające się ścieniem wrębów poprzedzone jest zerwaniem adhezji pomiędzy betonami na powierzchni wrębów co udowadnia, że maksima poszczególnych zjawisk występujące w ścinanym styku nie występują razem (adhezja, *aggregate interlock*, *shear-friction*);
- wartość maksymalnych sił ścinających styk oraz sposób jego zniszczenia uzależnione są od geometrii elementu, przygotowanej powierzchni prefabrykatu oraz sposobu obciążenia. Analiza porównawcza wyników badań próbek zespolonych z próbkami monolitycznymi oraz ich analiza MES wykazała wpływ wrębów na sposób zniszczenia w płaszczyźnie ścinanej pomimo występowania niezamierzonego zginania próbek;
- na nośność styku może mieć wpływ proporcja powierzchni wrębów do całej ścinanej powierzchni. W procedurach obliczeniowych podanych w [11] i [13] wpływ rozstawu wrębów w prefabrykacie na nośność styku ścinanego nie jest uwzględniony.

**Tabela 4.** Zestawienie wyników obliczeń współczynnika efektywności zespolenia

| Badania                 | Geometria wrębów: $d$ – wysokość, $l$ – rozstaw wrębów, $\alpha$ – kąt płaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu według [13] | Stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej | Współczynnik efektywności zespolenia $\alpha_z$ [10] (średnia) |
|-------------------------|--|---|--|
| Badania laboratoryjne   | $d = 10$ mm, $l = 75$ mm, $\alpha = 25^\circ$  | 0,5 (0,63)*   | 0,42–0,60 <sup>a)</sup><br>(0,53)                              |
| Analiza MES             | $d = 10$ mm, $l = 75$ mm, $\alpha = 25^\circ$  | 0,5   | 0,48 <sup>a)</sup>   |
| Nowak W. [1]            | $d = 5$ mm, $l = 50$ mm, $\alpha \approx 45^\circ$   | 0,6   | 0,48–1,00 <sup>b)</sup><br>(0,77)                              |
| Mohamad M. E. i in. [2] | $d = 5$ mm, $l = 83$ mm, $\alpha = 30^\circ$   | 0,6   | 0,34–0,42 <sup>b)</sup><br>(0,38)                              |

\* 0,5 – stosunek powierzchni wrębów betonu uzupełniającego do całej powierzchni ścinanej, 0,63 – stosunek powierzchni wrębów betonu prefabrykatu do całej powierzchni ścinanej,

a) wartość  $\alpha_z$  obliczono jako stosunek naprężeń niszczących próbkę zespoloną do naprężeń niszczących próbkę monolityczną badaną w analogiczny sposób,

b) wartość  $\alpha_z$  obliczono jako stosunek naprężeń niszczących próbkę zespoloną (poddanych w publikacji) do wytrzymałości próbki monolitycznej badanej analogicznie (obliczonej na podstawie podanej w publikacji wytrzymałości betonu na ściskanie, zgodnie ze wzorem  $f_{cw} = 0,5\sqrt{f_{ctm} \cdot f_{cm}}$  [10, 21]).

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Nowak W., Analiza przecinania styku dwóch betonów, Politechnika Świętokrzyska, Kielce, 1979
- [2] Mohamad M. E., Ibrahim I. S., Abdullah R., Abd. Rahman A. B., Kueh A. B. H., Usman J., Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond, Cement and Concrete Composites, tom 56, 2015, str. 1–14
- [3] Jang H. O., Lee H. S., Cho K., Kim J., Numerical and Experimental Analysis of the Shear Behavior of Ultrahigh-Performance Concrete Construction Joints, Advances in Materials Science and Engineering, 2018
- [4] Zhi Q., Xiong X., Yang W., Liu S., Xiong J., Experimental study on the shear behavior of precast wall concrete joints with/without dowel reinforcement, Materials, tom 13, 7/2020, str. 1–18
- [5] Jiang H., Shao T., Fang Z., Xiao J., Hu Z., Shear-friction behavior of grooved construction joints between a precast UHPC girder and a cast-in-place concrete slab, Engineering Structures, tom 228, 2021, str. 111610
- [6] Al-Fasih M. Y., Mohamad M. E., Ibrahim I. S., Ahmad Y., Ariffin M. A. M., Sarbini N. N., Mohamed R. N., Kueh A. B. H., Experimental and numerical evaluations of composite concrete-to-concrete interfacial shear strength under horizontal and normal stresses, PLoS ONE, tom 16, 5/2021, str. 1–16
- [7] Harrild J., Version D., Design and Modeling of Structural Joints in Precast Concrete Structures, Technical University of Denmark, Department of Civil Engineering, B Y G D T U, Rapport R-384, 2018
- [8] Kim Y. J., Chin W. J., Jeon S. J., Interface shear strength at various joint types in high-strength precast concrete structures, Materials, tom 13, 19, 2020, str. 1–19
- [9] Oettel V., Empelmann M., Structural behavior of profiled dry joints between precast ultra-high performance fiber reinforced concrete elements, Structural Concrete, tom 20, 1/2019, str. 446–454
- [10] Halicka A., Studium stanu naprężeń i odkształceń w płaszczyźnie styku i strefie przypodporowej elementów zespolonych z udziałem betonów skurczowych i ekspansywnych, Wydawnictwo Uczelniane, Lublin, 2007
- [11] Ajdukiewicz A., Pre-norma konstrukcji betonowych: fib Model Code 2010. T. 1-2. Kraków: Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2014
- [12] Santos P. M. D., Júlio E. N. B. S., Interface shear transfer on composite concrete members, ACI Structural Journal, tom 111, 1/2014, str. 113–121
- [13] PN-EN 1992-1-1:2008: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [14] Majewski S., The Mechanics of Structural Concrete in Terms of Elasto-Plasticity, Publishing House of Silesian University of Technology, Gliwice, 2003
- [15] Kmiecik P., Kamiński M., Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration, Archives of Civil and Mechanical Engineering, tom 11, 3/2011, str. 623–636
- [16] Earij A., Alfano G., Cashell K., Zhou X., Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation, Engineering Failure Analysis, tom 82, 2017, str. 92–115
- [17] Sadowski G., Wiliński P., Halicka A., Composite beams with indented construction joint – comparison of results of laboratory tests and numerical analysis, Budownictwo i Architektura, tom 19, 4/2020, str. 031–042
- [18] Jabłoński Ł., Numerical analyses of concrete composite T-shaped beams with variously arranged interface, Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 2018, str. 441–448
- [19] Dassault Systèmes Simulia, Abaqus 6.14, Abaqus 6.14, 2014, str. 703
- [20] Grzeszykowski B., Niedośpał M. L., Golubińska A. J., Analiza numeryczna płyty stropu zespolonego stalowo-betonowego w sąsiedztwie węzła podatnego, [w]: Beton i konstrukcje z betonu-badania pod. red.: Szmi-giera E., Łukowski P., Jemiolo S., Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2015, str. 213–226
- [21] Godycki-Ćwirko T., Mechanika betonu, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 1982

Zaproszenie

Wydział  
Inżynierii Lądowej

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

POLSKIE STOWARZYSZENIE MENEDŻERÓW BUDOWNICTWA  
POLISH ASSOCIATION OF BUILDING MANAGERS

## 54. Konferencja INŻYNIERIA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH (IPB) 2023

**Organizator** – Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej

**Patronat** – Sekcja Inżynierii Przedsięwzięć Budowlanych (IPB) KILIW PAN oraz Polskie Stowarzyszenie Menedżerów Budownictwa (PSMB)

**Konferencja odbędzie się w dniach 11 (środa) – 13 (piątek) października 2023.**

Konferencja 54. raz organizowana pod patronatem Sekcji Inżynierii Przedsięwzięć Budowlanych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i – po raz pierwszy – Polskiego Stowarzyszenia Menedżerów Budownictwa, jest miejscem spotkań i wymiany doświadczeń w pracach badawczych tzw. jednostek jednoimiennych, zajmujących się zagadnieniami z zakresu zarządzania, organizacji i technologii robót budowlanych, czyli szeroko pojętej dziedziny inżynierii przedsięwzięć budowlanych (IPB), z włączeniem najnowszych trendów, takich jak Green Deal, Digital Twin, Circular Economy, zarządzanie miękkie, itp.

**Kontakt:** Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej,  
dr inż. Paweł Nowak, konferencjaIPB2023.wil@pw.edu.pl

Więcej informacji na stronie: [konferencjaIPB2023.il.pw.edu.pl](https://konferencjaIPB2023.il.pw.edu.pl)