

Modelowanie jednoosiowego rozciągania i ściskania betonu na poziomie kruszywa

Mgr inż. Jan Suchorzewski, dr inż. Michał Nitka, prof. dr hab. inż. Jacek Tejchman, Politechnika Gdańska

1. Wprowadzenie

Proces pęknięcia jest fundamentalnym zjawiskiem w materiałach kruchych [1], [2]. Proces ten jest niezwykle skomplikowany z uwagi na niejednorodną strukturę materiałów kruchych na różnych poziomach skali, zmieniających się w betonie od kilku nanometrów (zhydratyzowany cement) do milimetrów (ziarna kruszywa). Dlatego przy opisie zachowania się betonu materiałowa niejednorodność powinna być uwzględniona. Zrozumienie procesu pęknięcia jest kluczem do zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji i optymalizacji zastosowanych materiałów.

Na poziomie mezoskali można w materiale kompozytowym, jakim jest beton, wyróżnić 4 podstawowe fazy: kruszywo, zaprawę cementową, makropory i strefy przejściowe między kruszywem a zaprawą. Szczególnie obecność kruszywa i stref przejściowych jest ważna, ponieważ zawartość objętościowa kruszywa stanowi 70–75%, a strefy przejściowe o grubości około 50 μm są fazami najstabszymi. To właśnie w tych strefach powstają jako pierwsze mikrorysy z uwagi na ich dużą porowatość [3]. Zaletą modelowania na poziomie mezoskali jest fakt, że uwzględniona jest mikrostruktura, co pozwala na dokładne badanie powstawania, tworzenia się i propagacji mikro- i makrorys [4]. Wyniki mezoskopowego modelowania pozwalają na optymalizację składu betonu i mogłyby progresywnie zastąpić badania doświadczalne do studiowania wpływu różnych parametrów mikrostruktury (wielkość, objętość, szorstkość, kształt kruszywa, cząstek cementu i makroporów) na zachowanie się betonu.

Celem artykułu jest przedstawienie wyników modelowania betonu na poziomie kruszywa, stosując metodę elementów dyskretnych. Wstępnie wykonano dwuwymiarowe obliczenia dla betonu podczas jednoosiowego ściskania i rozciągania. Wyniki numeryczne porównano z wynikami doświadczalnymi. Podkreślono zalety podejścia numerycznego do studiowania procesu pęknięcia w betonie.

2. Metoda elementów dyskretnych

Do modelowania betonu wykorzystano metodę elementów dyskretnych, która wykorzystuje jawne całkowanie

równań ruchu oraz drugie prawo dynamiki Newtona do obliczenia przemieszczeń i sił między poszczególnymi sztywnymi elementami o dowolnych kształtach, które mogą na siebie nachodzić [5]. Wektor sił kontaktowych \vec{F} między dwoma elementami dyskretnymi A i B może być rozłożony na składową normalną i styczną. Siły normalne są opisane w ściskaniu prawem sprężystym. Siły normalne i styczne są połączone z przemieszczeniami poprzez normalną K_n i styczną sztywność K_s

$$\vec{F}_n = K_n U \vec{N}, \quad (1)$$

$$\vec{F}_s = \vec{F}_{s,prev} + K_s \Delta \vec{X}_s. \quad (2)$$

gdzie U oznacza głębokość penetracji elementów, \vec{N} – wektor normalny kontaktu, $\vec{F}_{s,prev}$ – wektor siły stycznej z poprzedniej iteracji i $\Delta \vec{X}_s$ – przyrost przemieszczenia w kierunku stycznym. Sztywności K_n i K_s oblicza się za pomocą modułu sprężystości kontaktu E_c i dwóch promieni sąsiadujących elementów R_A i R_B (do obliczenia K_n) oraz modułu sprężystości kontaktu E_c , liczby Poissona kontaktu i dwóch promieni sąsiadujących elementów R_A i R_B (do obliczenia K_s) [5]

$$K^n = E_c \frac{2R_A R_B}{R_A + R_B}$$

oraz

$$K^s = E_c \nu_c \frac{2R_A R_B}{R_A + R_B}. \quad (3)$$

Siły kontaktowe \vec{F}_s i \vec{F}_n spełniają równanie Mohra-Coulomba

przed zniszczeniem kontaktu:

$$\|\vec{F}_s\| - F_{max}^s - \|\vec{F}_n\| \times \tan \mu \leq 0, \quad (4)$$

po zniszczeniu kontaktu:

$$\|\vec{F}_s\| - \|\vec{F}_n\| \times \tan \mu \leq 0, \quad (5)$$

gdzie μ oznacza kąt tarcia wewnętrznych elementów a F_{\max}^s – siłę kohezji między elementami. Siła normalna może być ujemna do wartości F_{\min}^s – wtedy ma miejsce zerwanie kontaktu między elementami i pojawia się rysa. Jeżeli kontakt pojawi się na nowo, kohezja nie jest wtedy uwzględniona. Przyjęto, że siła kohezji oraz siła rozciągająca są funkcją naprężenia kohezywnego C (maksymalne naprężenie ścinające dla ciśnienia równego zero), normalnego naprężenia rozciągającego T oraz promienia R [5], [6]

$$F_{\max}^s = C \times R^2$$

oraz

$$F_{\min}^s = T \times R^2. \quad (6)$$

Model zawiera 5 podstawowych stałych materiałowych E_c , ν_c , μ , C i T , które wyznacza się na podstawie prostych badań doświadczalnych [4]. Dodatkowo wymaga się znajomości gęstości elementów ρ , promienia elementów R oraz parametru tłumienia numerycznego α .

3. Dane wyjściowe do obliczeń

Quasi-statyczne symulacje jednoosiowego ściskania i jednoosiowego rozciągania wykonano jako obliczenia dwuwymiarowe tylko z elementami kulistymi. Grubość elementów betonowych była równa średnicy kul. Wyniki numeryczne porównano z wynikami doświadczalnymi [7], [8]. Do obliczeń jednoosiowego ściskania przyjęto element kwadratowy $0,1 \times 0,1 \text{ m}^2$, a do obliczeń jednoosiowego rozciągania element w kształcie tzw. kości psa (wysokość $0,15 \text{ m}$, szerokość $0,10 \text{ m}$ wzdłuż krawędzi dolnej i górnej oraz $0,06 \text{ m}$ w środku wysokości) – rysunek 1. Krawędzie poziome były idealnie gładkie. W celu wymuszenia odkształceń przyjęto pionowe przemieszczenie górnej krawędzi próbek ze stałą prędkością. Krzywe uziarnienia były podobne jak w doświadczeniach. Kule o średnicy większej niż 1 mm opisywały kruszywo, a kule o średnicy mniejszej niż 1 mm opisywały zaczyn cementowy. Maksymalna średnica kul była równa $d_{\max} = 16 \text{ mm}$ (jednoosiowe ściskanie [7]) i $d_{\max} = 8 \text{ mm}$ (jednoosiowe rozciąganie [8]). Natomiast minimalna średnica kul wynosiła $d_{\min} = 0,25 \text{ mm}$. Strefy przejściowe między kruszywem a zaprawą uwzględniono tylko przy kulach o średnicy większej niż 2 mm . Były to najszabsze miejsca w betonie. Makropory modelowano jako puste miejsca (przyjęto je w ilości 2%). W tym celu usunięto losowo kule w zakresie $0,25 \text{ mm} < d < 2 \text{ mm}$. Wstępnie 75% objętości betonu stanowiły kule kruszywa o średnicy $d \geq 2 \text{ mm}$, które umieszczono w próbkach zgodnie z krzywą uziarnienia. Następnie dodano kule zaprawy o średnicy $d < 2 \text{ mm}$ do osiągnięcia całkowitej objętości kul równej 95%.

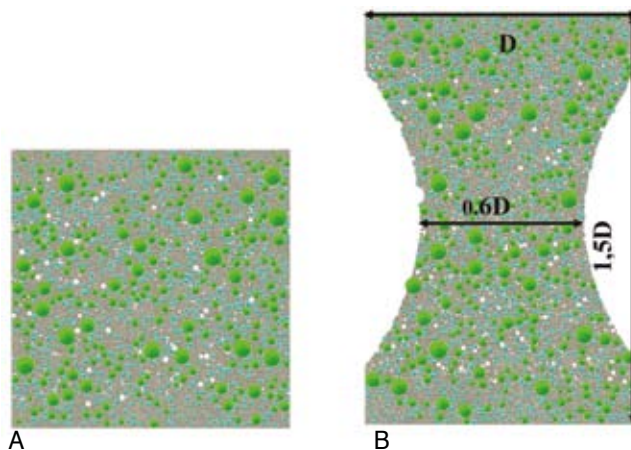
W tabeli 1 zestawiono stałe materiałowe dla kruszywa, zaprawy cementowej i stref przejściowych przyjęte

w obliczeniach. Moduł sprężystości i liczbę Poissona przyjęto dla kruszywa i zaprawy według doświadczeń. Moduł sprężystości dla poszczególnych faz przyjęto w proporcji około 10:2:1 [9]. Natomiast naprężenie kohezywne C i maksymalne naprężenie rozciągające T dla zaprawy, kruszywa i stref przejściowych przyjęto w proporcji około 10:4:2 w celu otrzymania wyników zgodnych z doświadczeniami.

Tabela 1: Stałe materiałowe przyjęte w obliczeniach metodą elementów dyskretnych (kąt tarcia wewnętrzznego $\mu = 30^\circ$, gęstość $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$)

| Stała materiałowa | Kruszywo (średnica kul $d \geq 2 \text{ mm}$) | Zaprawa cementowa (średnica kul $d \geq 2 \text{ mm}$) | Strefy przejściowe między kruszywem i zaprawą cementową |
|-------------------|--|---|---|
| E_c [GPa] | 67,5 | 15 | 6 |
| ν_c [-] | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| C [MPa] | 56 | 140 | 28 |
| T [MPa] | 10 | 25 | 5 |

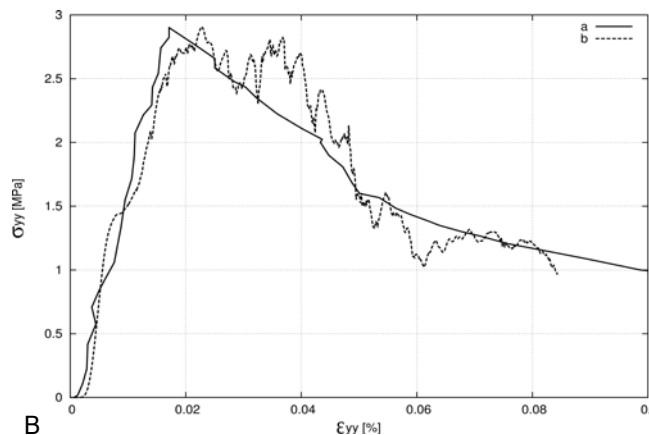
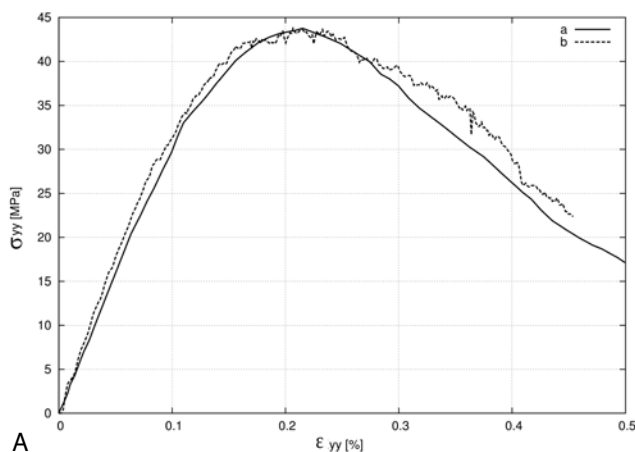
Rysunek 1 przedstawia geometrię próbek 2D betonu z mikrostrukturą poddane jednoosiowemu ściskaniu i rozciąganiu w obliczeniach metody elementów dyskretnych.



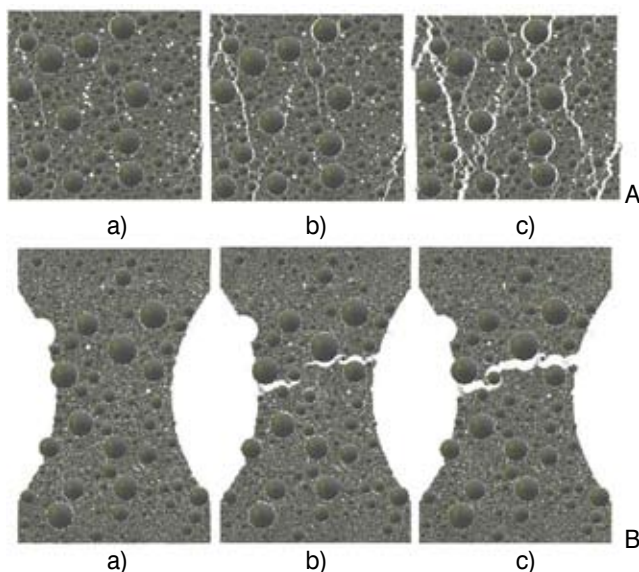
Rys. 1. Przykładowa mikrostruktura próbki ściskanej (A) i próbki rozciąganej (B) dla betonu 4-fazowego: zaprawa cementowa (kolor szary), kruszywo (kolor błękitny), kruszywo ze strefami przejściowymi (kolor zielony) oraz makropory (kolor biały)

4. Wyniki numeryczne

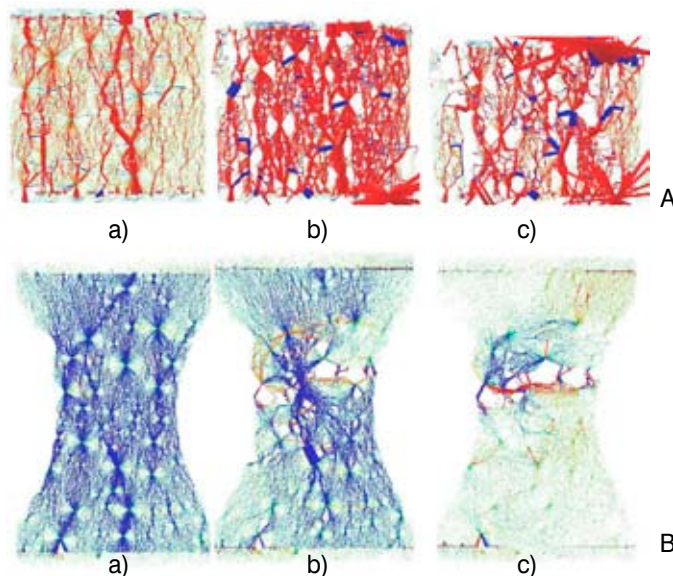
Rysunek 2 przedstawia wyniki pionowego naprężenia normalnego w funkcji odkształcenia pionowego z obliczeń metodą elementów dyskretnych. Otrzymano dużą zgodność krzywych w porównaniu z krzywymi eksperymentalnymi. W próbce rozciąganej w obszarze osłabienia wystąpiły w obliczeniach duże oscylacje. W celu ich redukcji oraz wzrostu ciągliwości próbek betonowych konieczne jest wykonanie obliczeń trójwymiarowych i przyjęcie mniejszych ziaren w zaprawie [4].



Rys. 2. Przebieg pionowego naprężenia normalnego σ_y w funkcji pionowego odkształcenia próbek ϵ_y ; a) doświadczenia i b) obliczenia (A) jednoosiowe ściskanie i (B) jednoosiowe rozciąganie



Rys. 3. Ewolucje pęknięcia próbek betonowych z obliczeń: A) jednoosiowe ściskanie (a) $\epsilon_y=0.07\%$, b) $\epsilon_y=0.19\%$ i c) $\epsilon_y=0.33\%$ oraz B) jednoosiowe rozciąganie (a) $\epsilon_y=0.03\%$, b) $\epsilon_y=0.04\%$ i c) $\epsilon_y=0.07\%$ (przemieszczenia są w skali powiększonej)



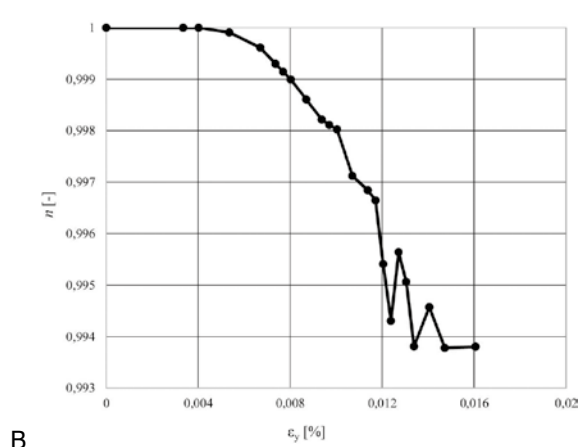
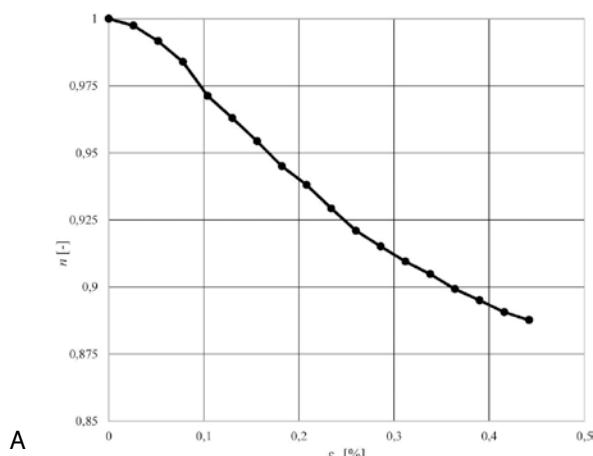
Rys. 4. Rozwój obliczonych sił kontaktowych normalnych między kulami: A) jednoosiowe ściskanie (a) $\epsilon_y=0.07\%$, b) $\epsilon_y=0.19\%$ i c) $\epsilon_y=0.33\%$ oraz B) jednoosiowe rozciąganie (a) $\epsilon_y=0.03\%$, b) $\epsilon_y=0.04\%$ i c) $\epsilon_y=0.07\%$, kolor czerwony – ściskanie, kolor niebieski – rozciąganie

Ewolucja pęknięcia próbek została pokazana na rysunku 3. Zniszczenie w betonie miało miejsce poprzez rysy, które propagowały głównie przez strefy przejściowe – najłabsze składniki mikrostruktury. Czasami rysy przechodziły również przez makropory. W ściskaniu powstały rysy w kierunku pionowym w wyniku pęknięcia kontaktów między kulami wskutek rozciągania w kierunku poziomym. W betonowej próbce rozciąganej najpierw powstały dwie rysy poziome po obu jej stronach. Rysy te następnie połączyły się w jedną prawie poziomą rysę niszczącą.

Rozwój obliczonych sił kontaktowych normalnych w próbkach betonowych jest pokazany na rysunku 4. W próbce ściskanej powstały pionowe siły ściskające i poziome

rozciągające. Natomiast w próbce rozciąganej pionowe siły rozciągające i czasami lokalnie poziome siły ściskające. Obciążenie przenosiło się więc w betonie przez łańcuchy sił (im grubszy łańcuch sił, tym większą przenosiły siłę). W momencie zniszczenia kontaktu wskutek zarysowania, siłę z pękniętego łańcucha przejęły sąsiednie łańcuchy sił.

Na rysunku 5 pokazano ewolucję względnej liczby kontaktów w próbkach betonowych w funkcji odkształcenia pionowego. Początkowa liczba kontaktów w próbkach była równa 140'000 (ściskanie) oraz 265'000 (rozciąganie), następnie w wyniku zarysowania uległa redukcji do 95'000 (ściskanie) i 262'000 (rozciąganie). W próbce ściskanej zniszczeniu uległa większa liczba kontaktów



Rys. 5. Zmiana liczby kontaktów n względem początkowej liczby kontaktów w funkcji odkształcenia pionowego próbek ϵ_y , z obliczeń w czasie ściskania (A) oraz rozciągania betonu (B)

ze względu na liczniejsze rysy. Fluktuacje na krzywej zmian liczby kontaktów dla rozciągania są spowodowane lokalnym ściskaniem w strefie rysy niszczącej.

5. Podsumowanie

Metoda elementów dyskretnych umożliwia uwzględnienie w obliczeniach betonu jego mikrostruktury: kruszywa, zaprawy cementowej, makroporów oraz stref przejściowych między kruszywem a zaprawą. Model zawiera 5 podstawowych stałych materiałowych dla kruszywa, zaprawy cementowej oraz stref przejściowych. Otrzymało dobrą zgodność wyników numerycznych z doświadczalnymi dla betonu w testach jednoosiowych. Proces pęknięcia został realistycznie odwzorowany. Zjawiska mikrostrukturalne na poziomie kruszywa w dużym stopniu wpłynęły na globalne zachowanie się betonu. Metoda może zastąpić kosztowne badania laboratoryjne w analizie wpływu mikrostruktury betonu na jego właściwości mechaniczne. Wadą metody elementów dyskretnych jest długi czas obliczeń.

Artykuł powstał w ramach realizacji grantu „Doświadczalna i numeryczna analiza sprzężonego deterministyczno-statystycznego efektu skali w materiałach kruchych”

sfinansowanego ze środków Narodowego Centrum Nauki NCN (Grant UMO-2013/09/B/ST8/03598).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bažant Z. and Planas J., Fracture and size effect in concrete and other quasi-brittle materials. CRC Press LLC, (Boca Raton 1997)
- [2] Tejchman J. and Bobiński J., Continuous and discontinuous modelling of fracture in concrete using FEM. Springer, (Berlin-Heidelberg (eds. W. Wu and R. I. Borja) 2013)
- [3] Königsberge, M., Pichler B. and Hellmich Ch., Micromechanics of ITZ-aggregate interaction in concrete Part II: strength upscaling. Journal of American Ceramic Society. (97), (2014) 543-551
- [4] Nitka M. and Tejchman, J., Modelling of concrete behaviour in uniaxial compression and tension with DEM. Granular Matter 1, (17), (2015) 145-164
- [5] Kozicki J. and Donze, F., A new open-source software developer for numerical simulations using discrete modeling methods. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, (197), (2008), 4429-4443
- [6] Ergenzinger Ch., Seifried R. and Eberhard, P., A discrete element model to describe failure of strong rock in uniaxial compression. Granular Matter (13), (2011), 341-364
- [7] van Mier, J.G.M., Multiaxial strain-softening of concrete. Part I: Fracture. Materiaux et Constructions (19), (1986) 179-190
- [8] van Vliet M.R.A. and van Mier J.G.M., Experimental investigation of size effect in concrete and sandstone under uniaxial tension. Engineering Fracture Mechanics (65), (2000), 165-188
- [9] Lilliu G. and van Mier J.G.M., 3D lattice type fracture model for concrete. Engineering Fracture Mechanics (70), (2003), 927-941

Uwaga!

Członkowie PZITB i PIIB prenumeratę na rok 2016 mogą zamówić także przez Okręgowe Izby Inżynierów Budownictwa.

Prenumerata – 252 zł

Studencka – 126 zł

Ulgowa – 126 zł

Elektroniczna – 75 zł

Zapraszamy do zakupu prenumeraty „Przeglądu Budowlanego”