

Zastosowanie metody elementów dyskretnych do opisu procesu pęknięcia w betonie podczas jednoosiowego ściskania i rozciągania

Dr inż. Michał Nitka, prof. dr hab. inż. Jacek Tejchman
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Proces pęknięcia jest fundamentalnym zjawiskiem w materiałach kruchych [1, 9, 13]; jest główną przyczyną ich niszczenia i przyczynia się do znacznej degradacji ich wytrzymałości. Jest to zjawisko niezwykle skomplikowane ze względu na niejednorodną strukturę materiałów kruchych o wielkości zmieniającej się, np. w betonie, od kilku nanometrów (zhydratyzowany cement) do milimetrów (kruszywo), która powinna być uwzględniona podczas opisu ich zachowania w czasie obciążenia. Zrozumienie procesu pęknięcia w betonie jest kluczowe w zapewnieniu bezpieczeństwa konstrukcjom betonowym i żelbetowym oraz ich optymalizacji.

Na poziomie skali mezo (poziom ziaren kruszywa) beton może być opisany jako trójfazowy materiał kompozytowy złożony ze spoiwa cementowego, kruszywa oraz stref przejściowych między kruszywem a spoiwem. Szczególnie istotna jest obecność kruszywa, ponieważ zajmuje ono zwykle aż 70 ÷ 75% objętości betonu, a także stref przejściowych o grubości około 50 μm , które są najsłabszym ogniwem w betonie. Zaletą podejścia dyskretnego mezoskopowego jest fakt, że modeluje ono bezpośrednio mikrostrukturę betonu; może być zatem zastosowane do analizy mikrostrukturalnych zjawisk na poziomie kruszywa betonu, tj. mechanizmu powstawania i propagacji lokaliz-

zacji odkształceń i rys, które wpływają na nieliniowe globalne zachowanie się betonu. Modele dyskretne mogą zastąpić z czasem doświadczenia w skali laboratoryjnej do ustalenia ilościowego wpływu mikrostruktury (np. objętości, kształtu, wymiaru i sztywności kruszywa, objętości zaczynu cementowego) na zachowanie się betonu. Wadą modeli dyskretnych jest długi czas obliczeń oraz trudna kalibracja ze względu na brak informacji o właściwościach geometrycznych i mechanicznych poszczególnych składników mikrostruktury. Do opisu mezoskopowego betonu stosuje się rozszerzone modele kontynuinalne [10] oraz modele dyskretne: DEM [4] lub metody beleczkowe [5].

W artykule przedstawiono wstępne wyniki uzyskane metodą elementów dyskretnych DEM, opisujące zachowanie się niezbrojonego betonu podczas quasi-statycznego jednoosiowego ściskania i rozciągania. Do obliczeń zastosowano przestrzenny model dyskretny 'YADE', który sformułowano w Uniwersytecie Grenoble [6]. Model ten był poprzednio zastosowany z sukcesem do opisu zachowania się materiałów granulowanych bez i z uwzględnieniem lokalizacji odkształceń stycznych [7, 16]. Szczególną uwagę zwrócono na proces kalibracji modelu oraz na wyniki procesu pękania. Oryginalne aspekty artykułu to: analiza niektórych zjawisk mikrostrukturalnych na poziomie ziaren kruszywa oraz obliczenia betonu opisanego jako materiał 3-fazowy. Model, proponowany przez autorów, w porównaniu

z innymi modelami dyskretnymi DEM [3, 8, 10] wyróżnia się prostotą normalnego prawa kontaktu (przyjęto kontakt liniowy) oraz kształtu ziaren kruszywa (przyjęto kule).

METODA ELEMENTÓW DYSKRETYCH

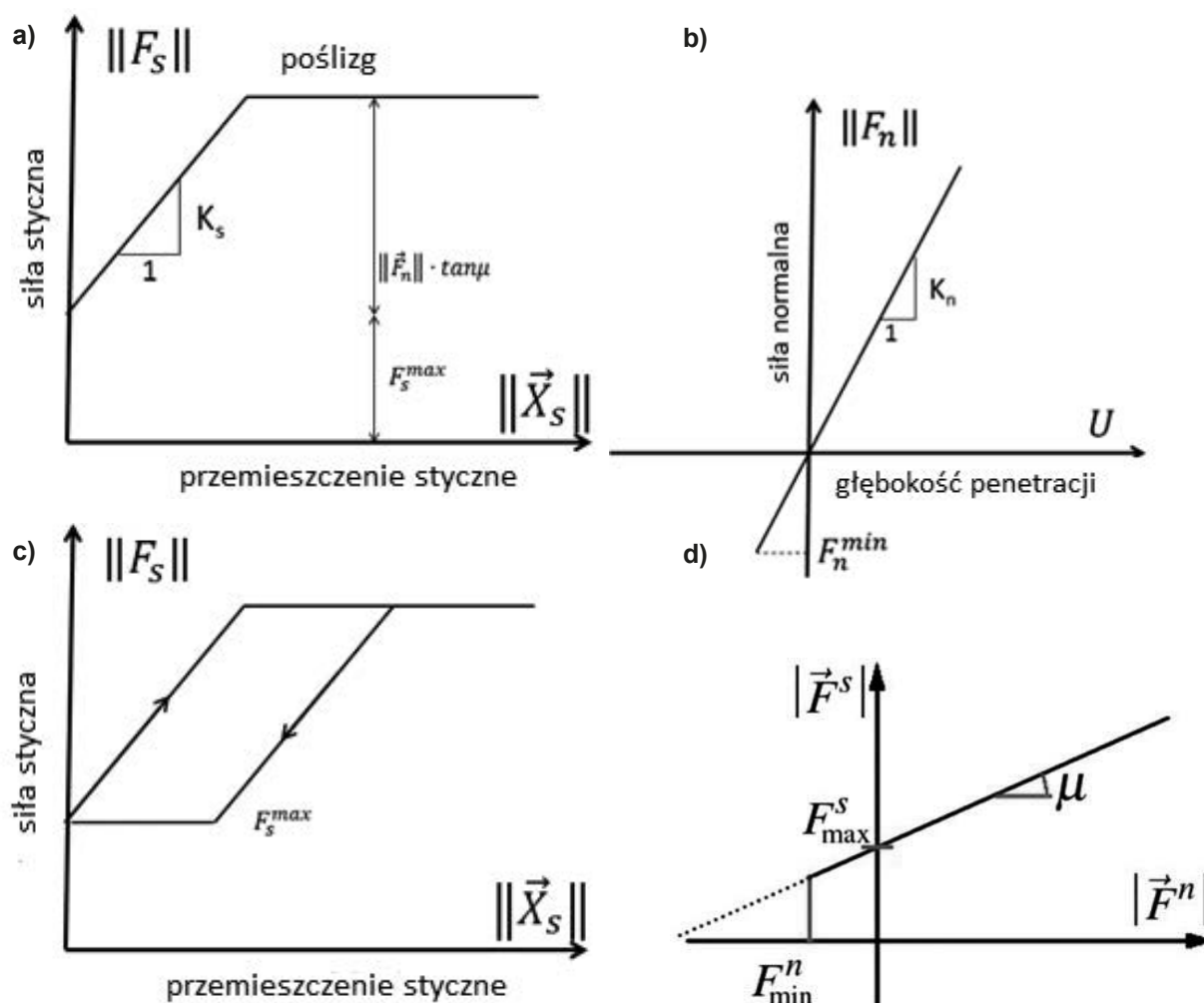
W obliczeniach zastosowano model 3D 'YADE', w którym stosuje się tzw. podejście miękkie (odkształcenie elementów dyskretnych jest symulowane w postaci ich nachodzenia na siebie) [6]. Przyjęto liniowy normalny model kontaktu z spójnością. Ziarna kruszywa i zaczyn cementowy przyjęto w uproszczeniu w postaci kul. Siły kontaktowe \vec{F} pomiędzy 2 dyskretnymi elementami sferycznymi rozłożono na siły styczne i normalne, które połączono z odpowiednimi przemieszczeniami poprzez sztywność normalną kontaktów K_n i sztywność styczną kontaktów K_s (rys. 1a-c):

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

$$\vec{F}_s = \vec{F}_s + K_s \Delta \vec{X}_s + \vec{F}_{max}^s \quad (2)$$

gdzie:

U – głębokość penetracji (nachodzenia na siebie) elementów dyskretnych,
 \vec{N} – wektor normalny w punkcie kontaktów kul,
 $\Delta \vec{X}_s$ – przyrostowe przemieszczenie styczne,
 \vec{F}_{max}^s – siła kohezji pomiędzy kulami.



Rys. 1. Model DEM przyjęty w obliczeniach [6, 12]

a) styczny model kontaktu, b) normalny model kontaktu, c) obciążenie i odciążenie w stycznym modelu kontaktu i d) model Coulomba-Mohra

Sztywności kontaktów wyznaczono za pomocą modułu sprężystości kontaktu E_c i dwóch promieni sąsiadujących kul R_A i R_B (do określenia K_n) i za pomocą modułu sprężystości kontaktu E_c , liczby Poissona kontaktu ν_c oraz R_A i R_B (do określenia K_s) [6, 12]:

$$K_n = E_c \frac{2R_A R_B}{R_A + R_B} \quad i \quad K_s = \nu_c E_c \frac{2R_A R_B}{R_A + R_B} \quad (3)$$

Poślizg w miejscu kontaktów kul miał miejsce, gdy siły kontaktu \vec{F}_s i \vec{F}_n spełniały typowe równanie Coulomba-Mohra materiałów tarciowo-spoistych (rys. 1c).

$$\|\vec{F}_s\| - \|\vec{F}_n\| \cdot \tan \mu \leq 0 \quad (4)$$

gdzie:

μ – lokalny kąt tarcia wewnętrzznego.

Najmniejsza siła normalna kontaktu mogła być równa F_n^{\min} (wtedy dochodziło do pęknięcia kontaktów i braku przenoszenia sił). Przyjęto, że siła spójności i siła rozciągająca były odpowiednio funkcjami naprężenia spoistego C i normalnego naprężenia rozciągającego T oraz minimalnego promienia dwóch kul w kontakcie [3]:

$$F_{\max}^s = C \cdot R_{\min}^2 \quad i \quad F_{\min}^n = T \cdot R_{\min}^2 \quad (5)$$

W celu dysypacji energii kinetycznej w układzie dyskretnym przyjęto proste nielepkie tłumienie ze współczynnikiem tłumienia α [2]:

$$\vec{F}_{damped}^k = \vec{F}^k - \alpha \cdot \text{sgn}(\vec{v}^k) \|\vec{F}^k\| \quad (6)$$

gdzie:

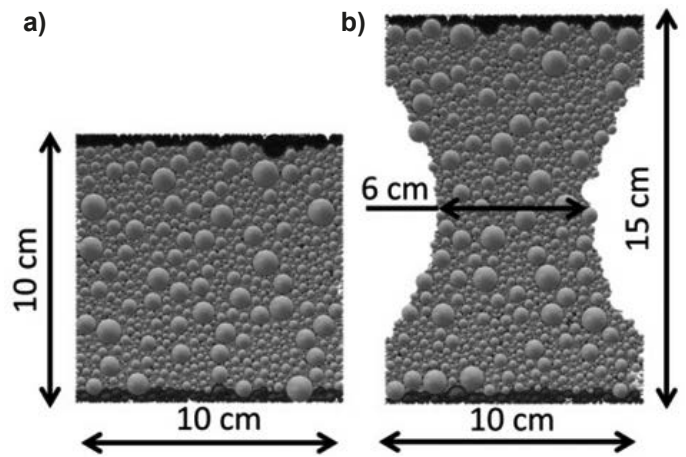
\vec{F}^k i \vec{v}^k – k -składowe siły rezydualnej i prędkości.

Model DEM wymaga określenia pięciu głównych parametrów lokalnych: E_c , ν_c , μ , F_n^{\min} i F_s^{\max} , które skalibrowano za pomocą typowych jednoosiowych badań laboratoryjnych betonu (ściskanie i rozciąganie) wykonanych przez van Vlieta i van Miera [14] oraz van Vlieta i van Miera [15]. Dodatkowo, model wymaga znajomości promienia i gęstości elementów dyskretnych oraz współczynnika tłumienia.

WYNIKI DYSKRETNE BETONU NA POZIOMIE GLOBALNYM

Obliczenia numeryczne jednoosiowego ściskania i rozciągania betonu w warunkach statycznych wykonano głównie do modelu płaskiego 2D. W tym przypadku grubość próbek betonowych była równa średnicy kul (modelowano na grubości tylko jedną warstwę elementów dyskretnych). Kule opisujące kruszywo i macierz cementową miały różne średnice d : minimalną $d_{\min} = 0,125 \div 2$ mm i maksymalną $d_{\max} = 12$ mm. Średnia średnica kul wynosiła zawsze $d_{50} = 2$ mm, gęstość $\rho = 2500$ kg/m³, lokalny kąt tarcia wewnętrzznego $\mu = 30^\circ$ i współczynnik tłumienia $\alpha = 0,08$. Wartości d_{50} i d_{\max} przyjęto jak w doświadczeniach [14, 15]. Moduł sprężystości E_c i liczba Poissona ν_c dla wszystkich sferycznych kontaktów były równe: $E_c = 15$ GPa i $\nu_c = 0,2$ (3). Naprężenia C i T (5) wynosiły odpowiednio 140 MPa i 23 MPa.

W badaniach jednoosiowego ściskania 2D [14] przyjęto próbki betonu o wymiarach $0,1 \times 0,1$ m² (rys. 2a), a w badaniach



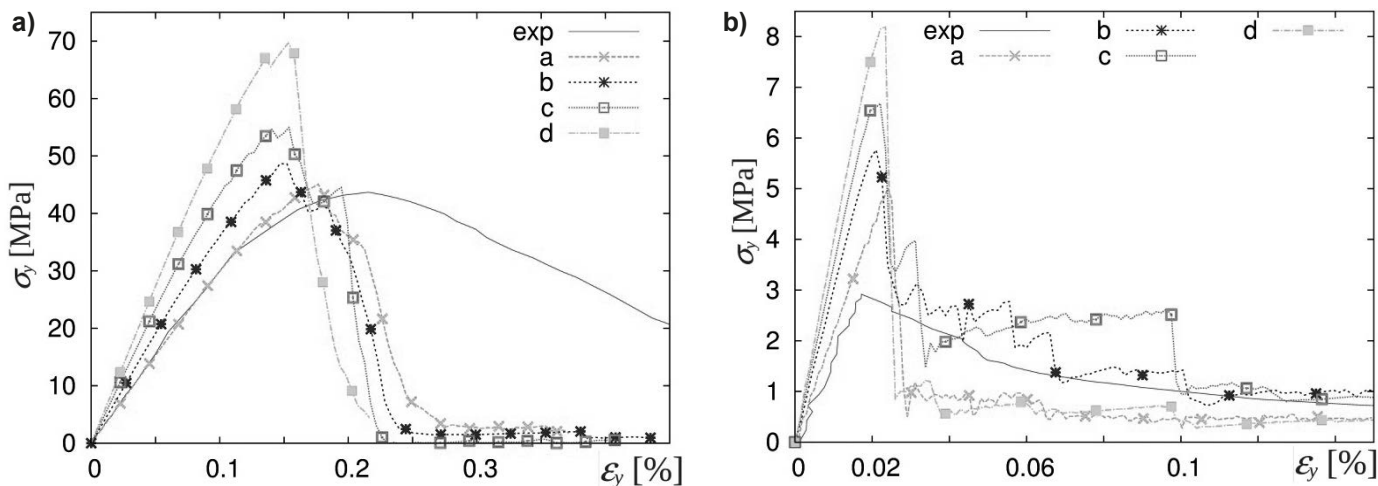
Rys. 2. Próbkę betonową ze stochastycznie rozłożonymi kulami pomiędzy gładkimi sztywnymi brzegami do obliczeń dyskretnych DEM a) jednoosiowego ściskania i b) jednoosiowego rozciągania betonu według doświadczeń van Vlieta i van Miera [14, 15]

rozciągania 2D [15] próbki betonu w kształcie tzw. "kości psa" (wysokość 0,15 m, szerokość wzdłuż dolnego i górnego brzegu 0,10 m, szerokość w środku próbki 0,06 m) (rys. 2b). Poziome brzegi próbek były zawsze idealnie gładkie. Każdą próbkę betonową wstępnie skonstruowano poprzez umieszczenie w sposób przypadkowy kul o różnych średnicach ze sztucznym lokalnym kątem tarcia wewnętrzznego $\mu = 0$. Następnie pozwolono na osiadanie kul do momentu, gdy energia kinetyczna była blisko zera. Usunięto wtedy wszystkie siły kontaktu, wstawiono lokalny kąt tarcia $\mu = 30^\circ$ i próbki poddano bardzo wolnemu procesowi ściskania lub rozciągania.

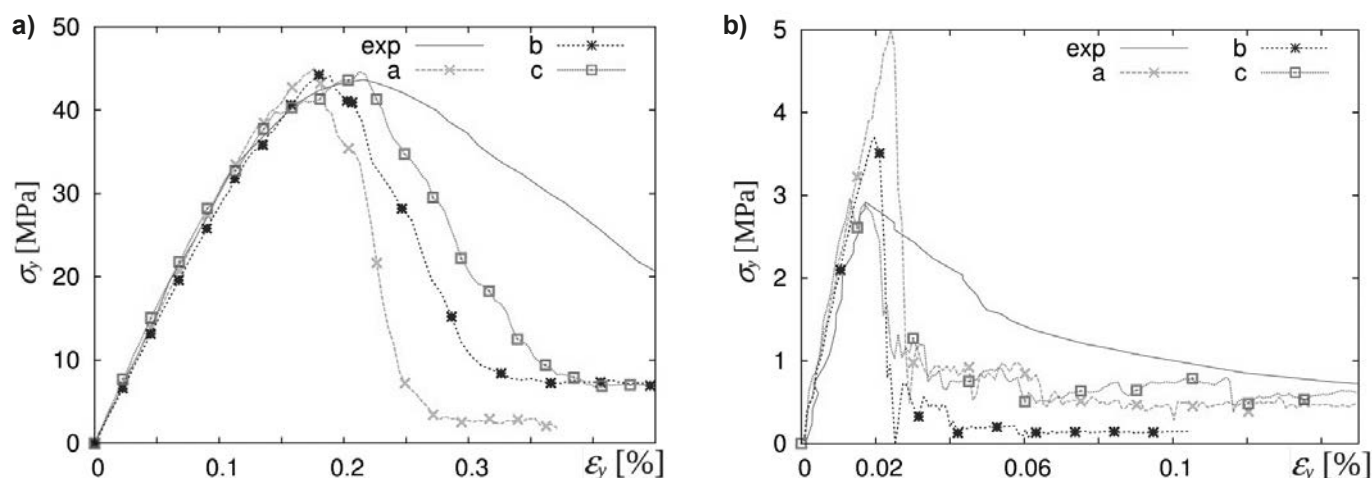
Wpływ wstępnego zagęszczenia (analizy płaskie 2D)

We wszystkich próbkach 75% ich objętości wypełniono kulami o średnicy $d \geq 2$ mm, które symulowały ziarna kruszywa. Następnie dodano kule o średnicy $d < 2$ mm opisujące spoiwo cementowe, aż osiągnięto całkowitą objętość: $V_1 = 90\%$, $V_1 = 95\%$, $V_1 = 100\%$ lub $V_1 = 125\%$ ($V_1 = V_s/V$, V_s – objętość kul i V – objętość próbki). Przy $V_1 = 100\%$ i $V_1 = 125\%$ doszło do wstępnego nachodzenia na siebie kul. Całkowita liczba kul była równa 3992, 5016, 6048 i 11168 (ściskanie) oraz 4935, 6206, 7266 i 13193 (rozciąganie). Maksymalna średnica kul była równa $d_{\max} = 12$ mm, a minimalna $d_{\min} = 1$ mm ($d_{50} = 2$ mm).

Obliczony przebieg pionowego naprężenia normalnego w funkcji pionowego odkształcenia normalnego $\sigma_y = f(\epsilon_y)$ przy jednoosiowym ściskaniu i rozciąganiu pokazano na rys. 3 w porównaniu z wynikami doświadczalnymi [14, 15] ($\sigma_y = P/A$, $\epsilon_y = u_y/h$, P – wypadkowa siła pionowa, A – powierzchnia przekroju próbek, u_y – pionowe przemieszczenie górnego brzegu, h – wysokość próbek). Wyniki na rys. 3 wykazują, że im bardziej zagęszczona próbka, tym większa jest jej początkowa sztywność, wytrzymałość oraz kruchość. W porównaniu z doświadczeniami, odpowiedź próbek jest zawsze jednak zbyt krucha. Wyniki wstępnej sztywności $V_1 = 90\%$ są zgodne z doświadczeniami.



Rys. 3: Obliczone krzywe $\sigma_y = f(\epsilon_y)$ podczas: a) jednoosiowego ściskania i b) jednoosiowego rozciągania betonu ($d_{\min} = 1$ mm, $d_{50} = 2$ mm, $d_{\max} = 12$ mm) z różnym współczynnikiem objętości kul V_i : (a) $V_i = 90\%$, (b) $V_i = 95\%$, (c) $V_i = 100\%$ i (d) $V_i = 125\%$ ('exp' – doświadczenia van Vlieta i van Miera [14, 15])



Rys. 4: Obliczone krzywe $\sigma_y = f(\epsilon_y)$ podczas: a) jednoosiowego ściskania i b) jednoosiowego rozciągania betonu ($d_{50} = 2$ mm, $d_{\max} = 12$ mm i $V_i = 90\%$) przy różnej minimalnej średnicy kul d_{\min} : (a) $d_{\min} = 1$ mm, (b) $d_{\min} = 0,5$ mm i (c) $d_{\min} = 0,25$ mm ('exp' – doświadczenia van Vlieta i van Miera [14, 15])

Wpływ minimalnej średnicy kul (analizy płaskie 2D)

Minimalna średnica kul była równa w obliczeniach $d_{\min} = 1,0$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm lub $d_{\min} = 0,25$ mm ($d_{50} = 2$ mm, $d_{\max} = 12$ mm i $V_i = 90\%$). Liczba kul wynosiła 3992, 8791 i 23488 podczas ściskania oraz 4935, 10949 i 28862 podczas rozciągania. Krzywe naprężenie-odkształcenie pokazują, że im mniejsza minimalna średnica kul d_{\min} podczas ściskania, tym mniejsza jest kruchość próbek i nieliniowość przed osiągnięciem wytrzymałości (rys. 4a). Podczas rozciągania (rys. 4b) kruchość nie zależy od d_{\min} , ale wytrzymałość wzrasta wraz z wzrostem d_{\min} . Obliczone początkowe sztywności i wytrzymałości przy $d_{\min} = 0,25$ mm są zgodne z doświadczeniami.

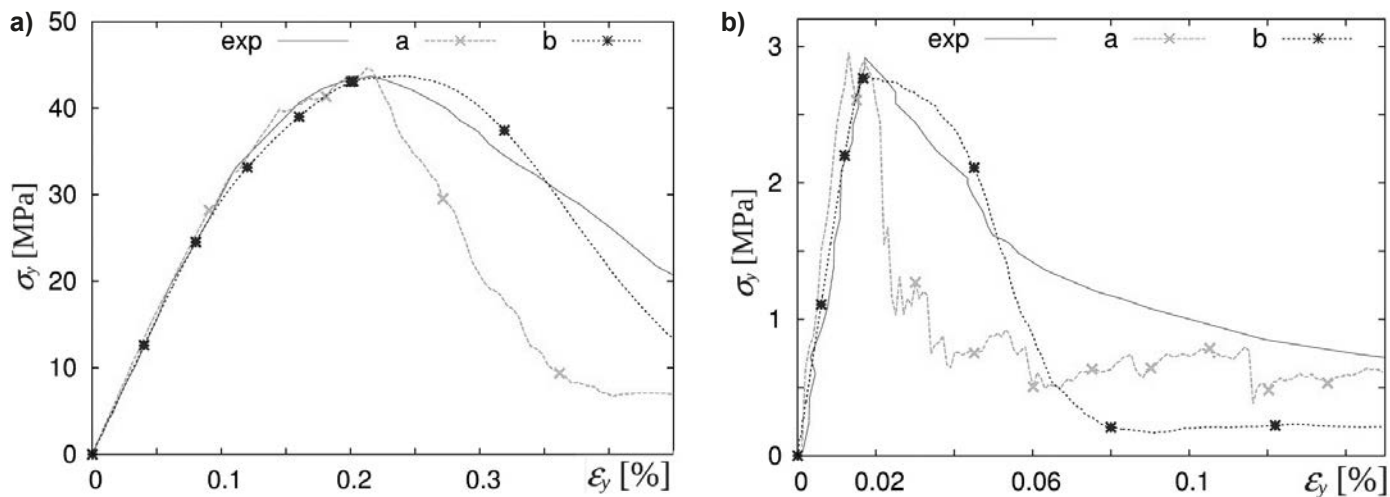
Wpływ grubości próbek betonowych (analizy przestrzenne 3D)

Obliczenia 3D wykonano przy grubości próbek betonowych przyjętych w doświadczeniach – $t = 10$ cm ($d_{\max} = 12$ mm,

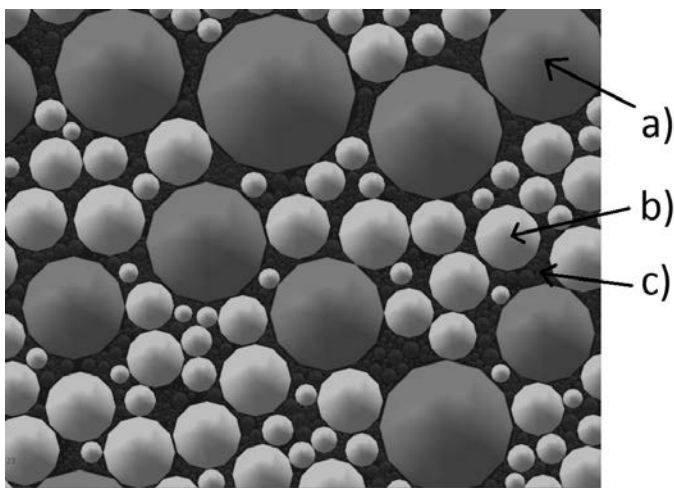
$d_{\min} = 1,0$ mm, $d_{50} = 2$ mm i $V_i = 90\%$). Przy ściskaniu przyjęto 291577 kul, a przy rozciąganiu 337982. Odpowiedź betonu przy próbkach 3D (rys. 5) jest bardziej ciągliwa, a fluktuacje naprężenia stają się pomijalne. Przebieg naprężenia w funkcji odkształcenia jest bardzo podobny do uzyskanego w doświadczeniach [14, 15].

Wpływ obecności trzech faz (analizy płaskie 2D)

Beton składał się z trzech różnych faz ($d_{\max} = 12$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm, $V_i = 90\%$): kruszywa, spoiwa cementowego oraz stref przejściowych ITZ, analogicznie jak w modelu dyskretnym bełczkowym [5, 9] (rys. 6). Przyjęto, że strefy przejściowe są najślabszym ogniwem w betonie [9]. Wszystkie kule o średnicy większej niż 1 mm opisywały ziarna kruszywa ($E_c = 50$ GPa, $\nu_c = 0,2$, $\mu = 30^\circ$, $C = 140$ MPa i $T = 23$ MPa), natomiast kule o średnicy mniejszej niż 1 mm stanowiły spoiwo cementowe ($E_c = 10$ GPa, $\nu_c = 0,2$, $\mu = 30^\circ$, $C = 140$ MPa i $T = 23$ MPa). Ziarna kruszywa o średnicy większej niż 2 mm



Rys. 5: Obliczone krzywe $\sigma_y - \varepsilon_y$ podczas: a) jednoosiowego ściskania i b) jednoosiowego rozciągania betonu ($d_{50} = 2$ mm, $d_{max} = 12$ mm i $V_1 = 90\%$) (a) wyniki analizy płaskiej 2D przy $d_{min} = 0,25$ mm i (b) wyniki analizy przestrzennej 3D przy $d_{min} = 1,0$ mm ('exp' – doświadczenia van Vlieta i van Miera [14, 15])



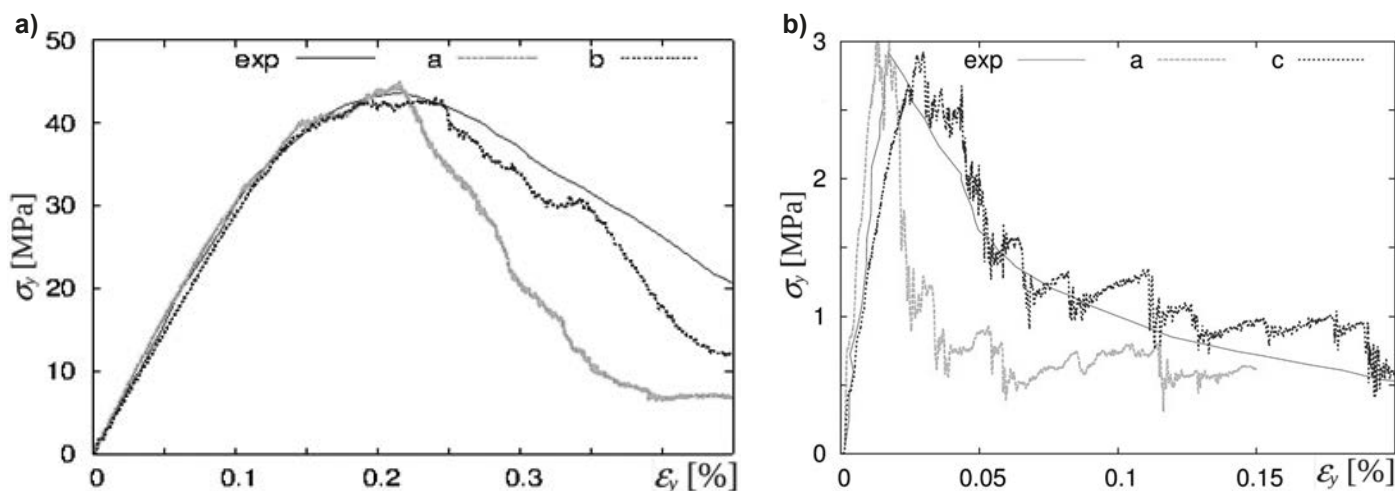
Rys. 6: Mikro-struktura betonu trójfazowego
a) ziarna kruszywa o średnicy $d > 2$ mm ze strefami przejściowymi ITZ,
b) ziarna kruszywa o średnicy $1 \text{ mm} \leq d \leq 2$ mm i c) ziarna spoiwa cementowego o średnicy $d < 1$ mm

zawierały dodatkowo strefy przejściowe o następujących właściwościach: $E_c = 5$ GPa, $\nu_c = 0,2$, $\mu = 30^\circ$, $C = 100$ MPa i $T = 16$ MPa. Sztywności przyjęto w proporcji podobnej do tej, jak w modelu dyskretnym beleczkowym [9].

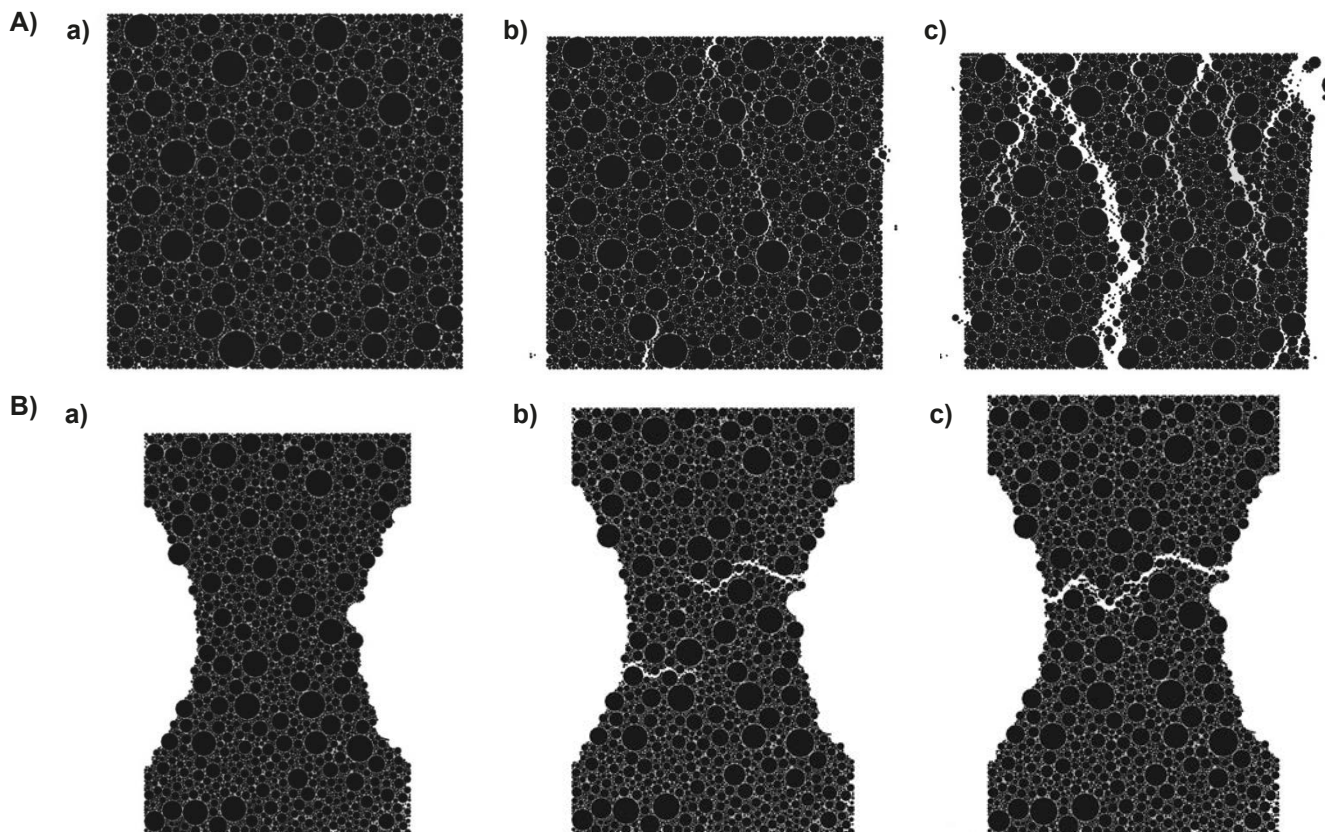
Wyniki analiz płaskich 2D (rys. 7) wykazują, że obecność trzech faz poprawia przebieg krzywych naprężenie-odkształcenie w obszarze pokrytycznym w porównaniu z doświadczeniami poprzez wzrost energii pęknięcia. Obecność stref przejściowych ITZs przyczynia się do wzrostu długości propagacji rys, co powoduje większą ciągliwość i mniejszą wytrzymałość próbek betonowych.

WYNIKI DYSKRETNE NA POZIOMIE ZIARNA

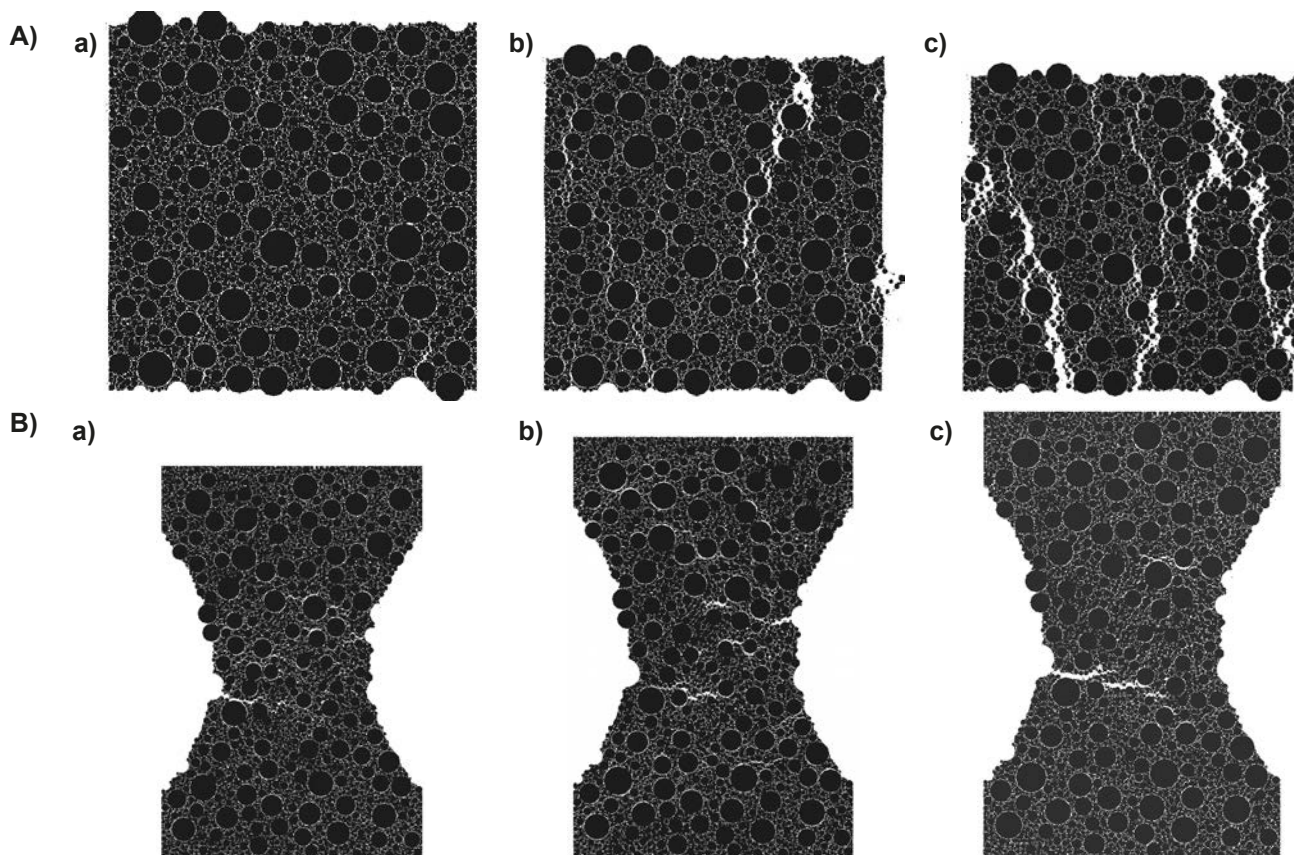
Na rys. 8 i 9 pokazano ewolucję pęknięcia w płaskich próbkach betonowych (materiał jednofazowy i trójfazowy) podczas ściskania i rozciągania. W próbkach ściskanych pojawiło się kilka pionowych i nachylonych rys w kierunku nadanego od-



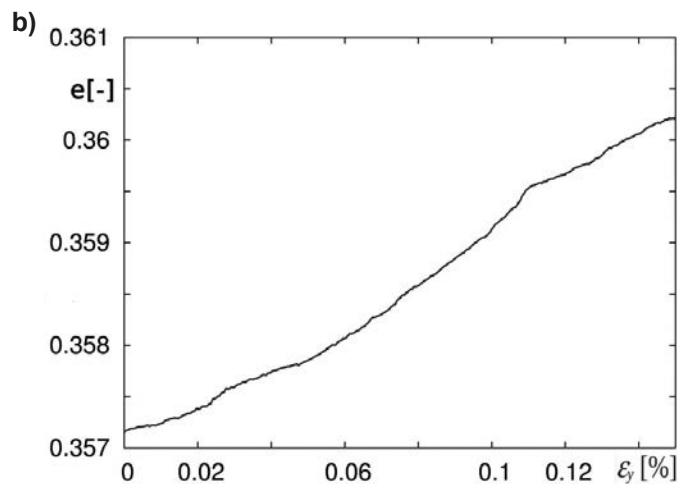
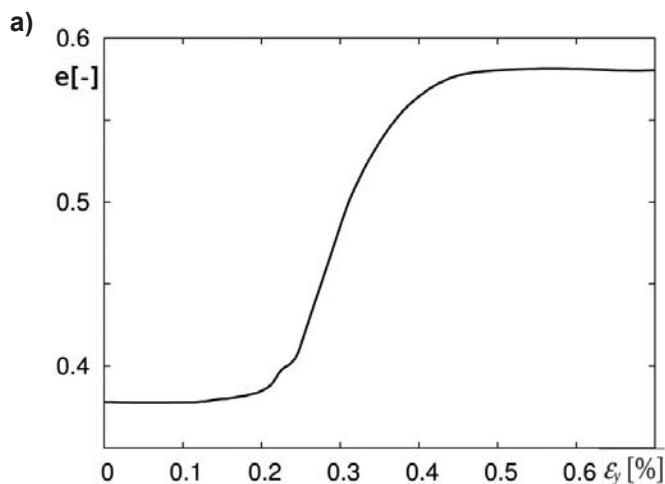
Rys. 7: Obliczone krzywe $\sigma_y = f(\varepsilon_y)$ podczas: a) jednoosiowego ściskania i b) jednoosiowego rozciągania betonu na podstawie obliczeń płaskich 2D ($d_{max} = 12$ mm, $d_{min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm, $V_1 = 90\%$): (a) materiał jednofazowy i (b) materiał trójfazowy ('exp' – doświadczenia van Vlieta i van Miera [14, 15])



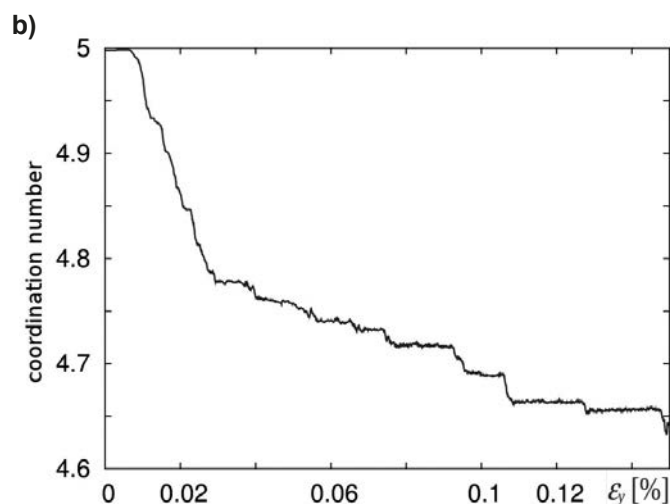
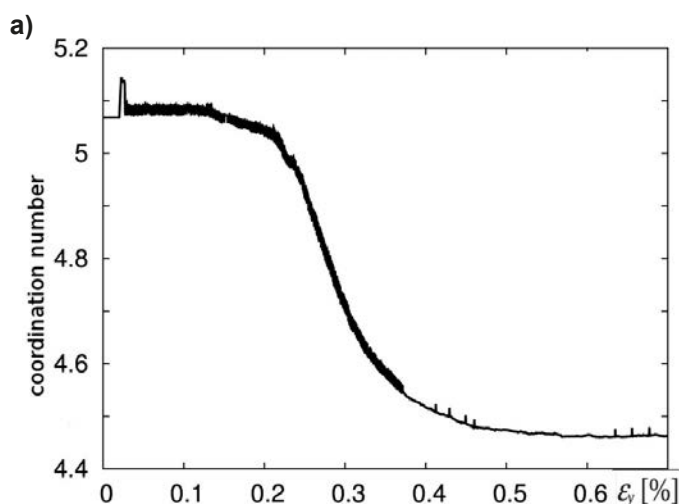
Rys. 8. Ewolucja pęknięcia w płaskich próbkach betonowych 2D (materiał jednofazowy, $d_{\max} = 12$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm, $V_f = 90\%$) podczas:
 A) jednoosiowego ściskania (a) $\varepsilon_{yy} = 0,05\%$ (stan początkowy), (b) $\varepsilon_{yy} = 0,15\%$ (miejsce maksymalnej siły pionowej), (c) $\varepsilon_{yy} = 0,25\%$ (obszar pokrytyczny)
 B) jednoosiowego rozciągania (a) $\varepsilon_{yy} = 0,005\%$ (stan początkowy), (b) $\varepsilon_{yy} = 0,015\%$ (miejsce maksymalnej siły pionowej), (c) $\varepsilon_{yy} = 0,05\%$ (obszar pokrytyczny)



Rys. 9. Ewolucja pęknięcia w płaskich próbkach betonowych 2D (materiał trójfazowy, $d_{\max} = 12$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm, $V_f = 90\%$) podczas:
 A) jednoosiowego ściskania (a) $\varepsilon_{yy} = 0,05\%$ (stan początkowy), (b) $\varepsilon_{yy} = 0,15\%$ (miejsce maksymalnej siły pionowej), (c) $\varepsilon_{yy} = 0,25\%$ (obszar pokrytyczny)
 B) jednoosiowego rozciągania (a) $\varepsilon_{yy} = 0,005\%$ (stan początkowy), (b) $\varepsilon_{yy} = 0,015\%$ (miejsce maksymalnej siły pionowej), (c) $\varepsilon_{yy} = 0,05\%$ (obszar pokrytyczny)



Rys. 10: Ewolucja globalnego wskaźnika porowatości e w płaskich próbkach betonowych 2D (materiał jednofazowy, $d_{\max} = 12$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm i $V_I = 90\%$): a) jednoosiowe ściskanie i b) jednoosiowe rozciąganie



Rys. 11: Ewolucja średniej liczby kontaktów kul w płaskich próbkach betonowych 2D (materiał jednofazowy, $d_{\max} = 12$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm i $V_I = 90\%$): a) jednoosiowe ściskanie i b) jednoosiowe rozciąganie

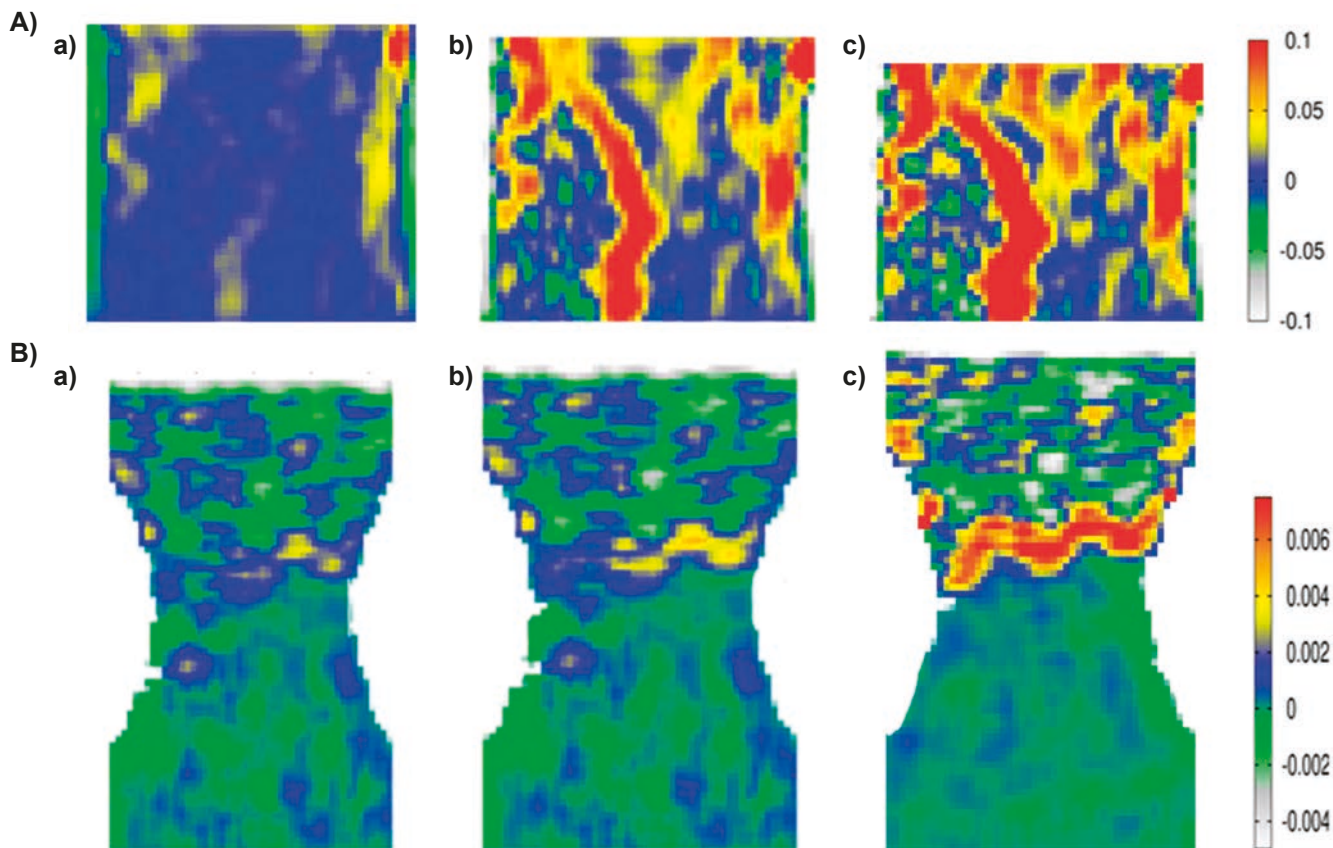
kształcenia (rys. 8). Natomiast w próbce rozciąganej (rys. 8) na początku pojawiły się dwie prawie poziome rysy w środkowej części próbki, natomiast w fazie zniszczenia była widoczna już tylko jedna rysa pozioma. W materiale trójfazowym powstało na początku bardzo dużo mikro-rys w najsłabszych strefach przejściowych (rys. 9). Później połączyły się one w jedną makro-rysę, która była dłuższa i bardziej zakrzywiona niż w materiale jednofazowym (rys. 8). Obliczony stan zarysowania był podobny jak w doświadczeniach.

Na rys. 10 pokazano ewolucję globalnego współczynnika porowatości $e = V_p/V_s$ (V_p – objętość porów, V_s – objętość szkieletu ziaren). Podczas ściskania pojawiła się na początku minimalna kontrakcja materiału, a później miała już tylko miejsce jego duża dylatacja wskutek zarysowania. Podczas rozciągania występowała tylko dylatacja. Średnia liczba kontaktów kul zmniejszała się w próbkach ze względu na ich silną dylatację (rys. 11).

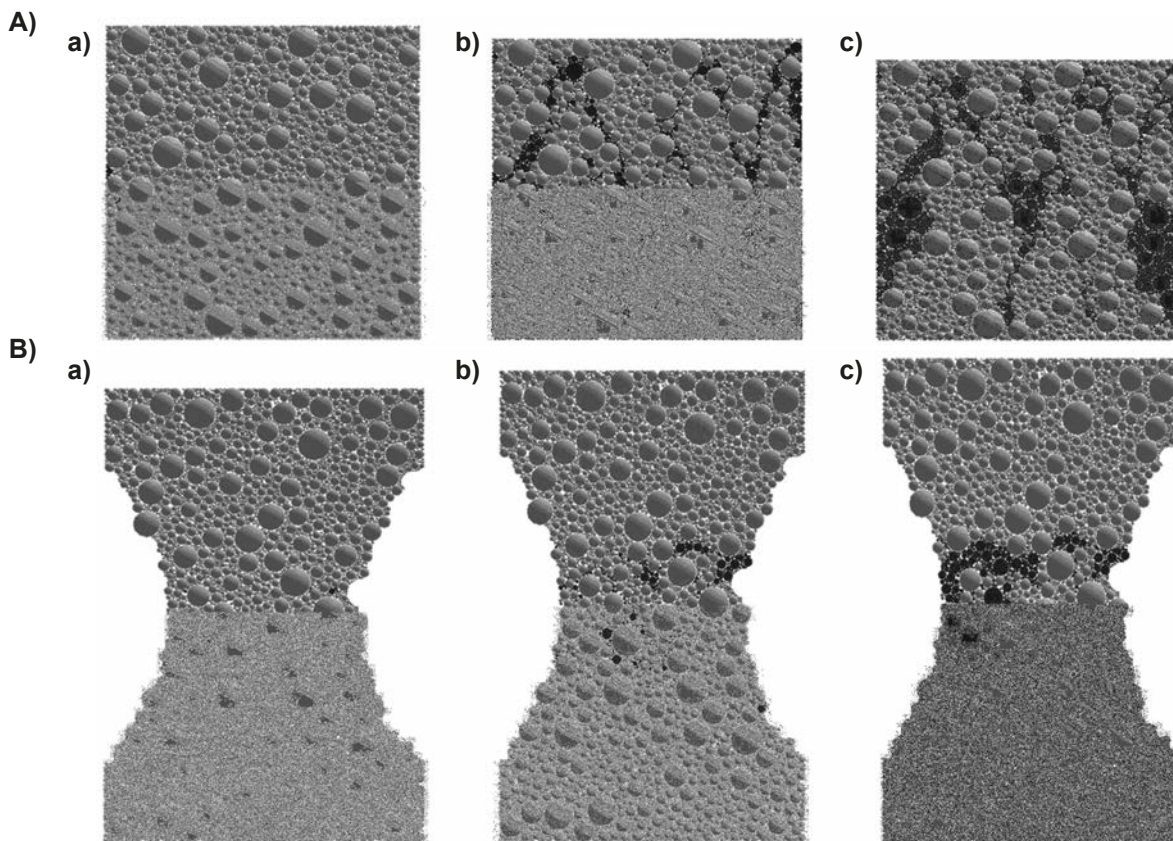
Rozkład lokalnej porowatości w próbkach betonowych był bardzo niejednorodny wskutek powstania stref lokalizacji odkształceń z lokalnym połuznieniem (rys. 12). W miejscach roz-

bitych połączeń spoistych wystąpiły małe obroty kul (rys. 13) (np. 1° przy ściskaniu i $0,01^\circ$ przy rozciąganiu). Zmiany lokalnego wskaźnika porowatości i obrotów kul obliczono z kwadratowej komórki $5d_{50} \times 5d_{50}$ przesuwanej o wielkość d_{50} .

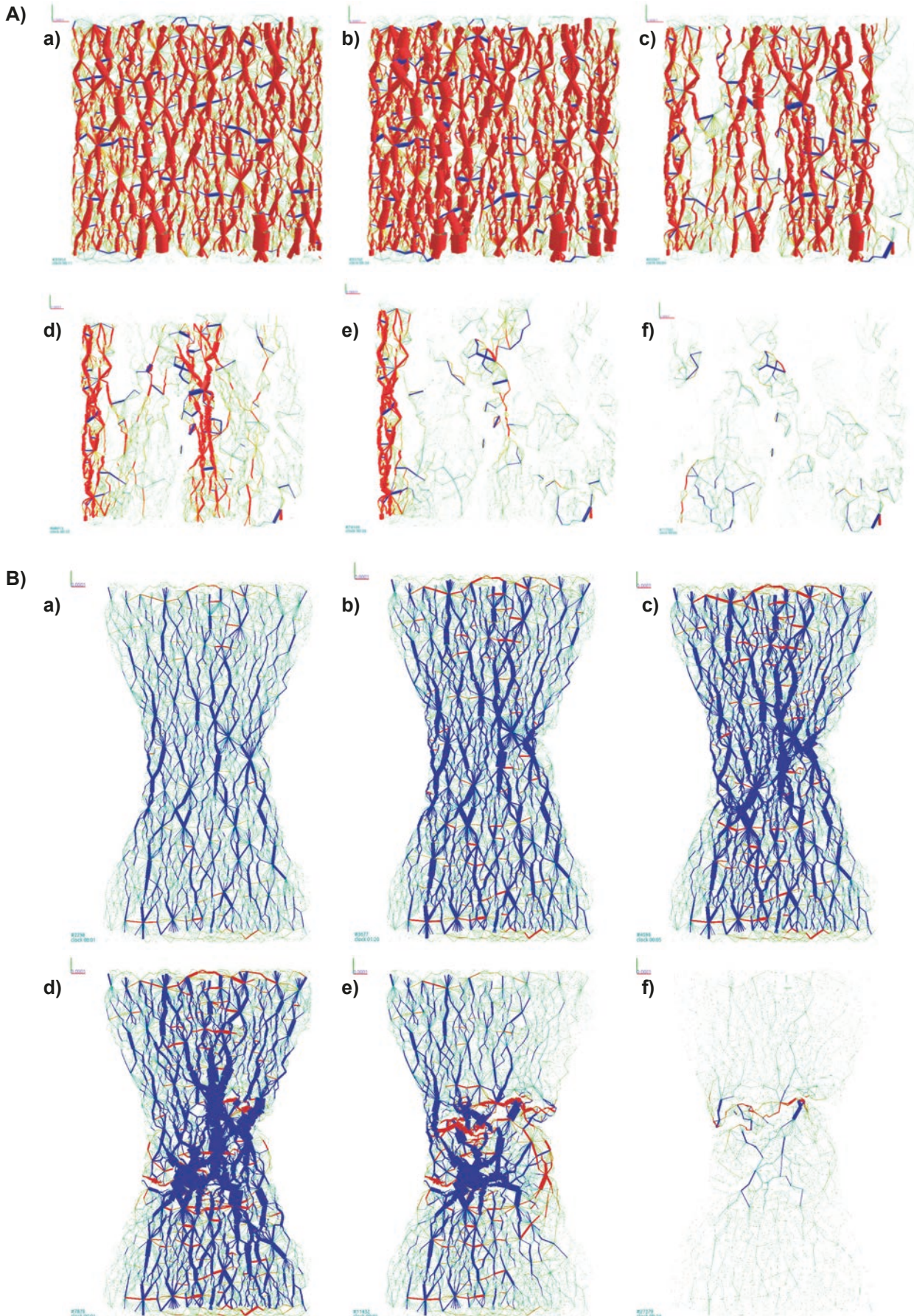
Rozkład sieci normalnych sił kontaktu pokazano na rys. 14. Grubość linii oznacza wartość sił kontaktu (czerwony kolor – siły ściskające, niebieski kolor – siły rozciągające). Widać wyraźnie, że obciążenie jest przenoszone w próbkach tylko przez niektóre łańcuchy sił. Maksymalna siła kontaktu wynosiła 250 N (ściskanie) i 35 N (rozciąganie). Podczas jednoosiowego ściskania duże normalne siły ściskające były w kierunku obciążenia, a małe normalne siły rozciągające były w kierunku poziomym. Podczas jednoosiowego rozciągania duże normalne siły rozciągające były w kierunku obciążenia (w obszarach zarysowanych powstały także małe siły ściskające). Liczba kontaktów zmniejszała się w procesie obciążenia wskutek dylatacji betonu. Na początku obciążenia całkowita liczba kontaktów sił była równa 13757 (ściskanie) i 12350 (rozciąganie). Przy dużych odkształceniach próbek liczba kontaktów zmniejszyła się do 8613 przy ściskaniu ($\varepsilon_y = 0,3\%$) i do 11013 przy rozciąganiu ($\varepsilon_y = 0,05\%$).



Rys. 12: Rozkład zmian lokalnego współczynnika porowatości w płaskich próbkach betonowych 2D (czerwony kolor – wzrost objętości, kolor szary – redukcja objętości) (materiał jednofazowy, $d_{\max} = 12$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm i $V_1 = 90\%$) podczas: A) ściszczenia jednoosiowego przy (a) $\epsilon_y = 0,15\%$, (b) $\epsilon_y = 0,20\%$ i (c) $\epsilon_y = 0,25\%$ oraz B) jednoosiowego rozciągania przy (a) $\epsilon_y = 0,010\%$, (b) $\epsilon_y = 0,015\%$ i (c) $\epsilon_y = 0,050\%$ (znak (+) – wzrost objętości)



Rys. 13: Rozkład obrotów kul w płaskich próbkach betonowych 2D (materiał jednofazowy, $d_{\max} = 12$ mm, $d_{\min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm i $V_1 = 90\%$) podczas:
 A) jednoosiowego ściszczenia przy (a) $\epsilon_y = 0,15\%$, (b) $\epsilon_y = 0,20\%$ i (c) $\epsilon_y = 0,25\%$,
 B) jednoosiowego rozciągania przy (a) $\epsilon_y = 0,01\%$, (b) $\epsilon_y = 0,015\%$ i (c) $\epsilon_y = 0,05\%$ (czarny kolor oznacza większe obroty)



Rys. 14: Rozkład normalnych sił kontaktu w płaskich próbkach betonowych 2D (materiał jednofazowy, $d_{max} = 12$ mm, $d_{min} = 0,5$ mm, $d_{50} = 2$ mm i $V_1 = 90\%$) podczas: A) jednoosiowego ściskania przy (a) $\epsilon_y = 0,10\%$, (b) $\epsilon_y = 0,18\%$, (c) $\epsilon_y = 0,21\%$ (d) $\epsilon_y = 0,23\%$, (e) $\epsilon_y = 0,25\%$ i (f) $\epsilon_y = 0,3\%$ oraz B) jednoosiowego rozciągania przy (a) $\epsilon_y = 0,005\%$, (b) $\epsilon_y = 0,008\%$, (c) $\epsilon_y = 0,010\%$, (d) $\epsilon_y = 0,017\%$, (e) $\epsilon_y = 0,025\%$ i (f) $\epsilon_y = 0,03\%$ (czerwony kolor – siły normalne ściskające, kolor niebieski – siły normalne rozciągające)

WNIOSKI

Wyniki numerycznych symulacji wykazują, że model dyskretny DEM jest w stanie opisać w sposób rzeczywisty zachowanie się niezbrojonego betonu podczas jednoosiowego ściskania i rozciągania. Zgodność wyników dyskretnych naprężenie – odkształcenie z doświadczalnymi wzrastała w analizach przestrzennych 3D w obecności ziaren o małej średnicy oraz uwzględnienia trzech faz składowych. Im bardziej zwarta jest struktura betonu, tym większa jest jego wytrzymałość i kruchość. Im mniejsza była średnica ziaren, tym bardziej wzrastała wytrzymałość na rozciąganie i ciągliwość przy ściskaniu.

Rozkład sił kontaktowych między ziarnami był silnie niejednorodny. Ich liczba zmniejszała się w procesie obciążenia wskutek dyatacji materiału. W obszarach zarysowanych pojawiały się obroty ziaren.

Wyniki symulacji dyskretnych mogą być wykorzystane do lepszej kalibracji rozszerzonych ciągłych modeli konstytutywnych do opisu betonu z uwzględnieniem lokalizacji odkształceń i rys w odniesieniu do gradientowych i nielokalnych składników mikrostruktury.

LITERATURA

1. Bažant Z., Planas J.: Fracture and size effect in concrete and other quasi-brittle materials. CRC Press LLC, Boca Raton, 1998.
2. Cundall P. A., Hart R.: Numerical modeling of discontinua. J. Eng. Comp. 9, 1992, 101-113.
3. Ergenzinger Ch., Seifried R., Eberhard P.: A discrete element model to describe failure of strong rock in uniaxial compression. Granular Matter 13, 2011, 341-364.
4. Hentz S., Daudeville L., Donze F.: Discrete element modelling of concrete and identification of the constitutive behavior. Journal of Engineering Mechanics 130, 6, 2004, 709-719.
5. Kozicki J., 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. Kozicki J., Tejchman J.: Modelling of fracture processes in concrete using a novel lattice model. Granular Matter 10, 2008, 377-388.
7. Kozicki J., Tejchman J., Mróz Z.: Effect of grain roughness on strength, volume changes, elastic and dissipated energies during quasi-static homogeneous triaxial compression using DEM. Granular Matter 14, 4, 2012, 457-468.
8. Kruggel-Emden H., Simsek E., Rickelt S., Wirtz S., Scherer V.: Review and extension of normal force models for the discrete element method. Powder Technol. 171, 2007, 157-173.
9. Lilliu G., van Mier J.G.M.: 3D lattice type fracture model for concrete. Engineering Fracture Mechanics 70, 2003, 927-941.
10. Obermayr M., Dressler K., Vrettos C., Eberhard, P.: A bonded-particle model for cemented sand. Computers and Geotechnics 49, 2013, 299-313.
11. Skarżynski Ł., Tejchman J.: Calculations of fracture process zones on meso-scale in notched concrete beams subjected to three-point bending. European Journal of Mechanics A/Solids 29, 4, 2010, 746-760.
12. Šmilauer V., Chareyre B.: Yade DEM Formulation. Manual, 2011.
13. Tejchman J., Bobiński J.: Continuous and discontinuous modeling of fracture in concrete using FEM. Springer, Berlin-Heidelberg (eds. W. Wu and R. I. Borja), 2013.
14. van Vliet M. R. A., van Mier J. G. M.: Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 1, 1996, 115-127.
15. van Vliet M. R. A., van Mier J. G. M.: Experimental investigation of size effect in concrete and sandstone under uniaxial tension. Engineering Fracture Mechanics 65, 2000, 165-188.
16. Widulinski L., Tejchman J., Kozicki J., Leśniewska D.: Discrete simulations of shear zone patterning in sand in earth pressure problems of a retaining wall. Int. J. Solids and Structures 48, 7-8, 2011, 1191-1209.

PODZIĘKOWANIE: Prace badawcze wykonano w ramach grantów NCN „Doświadczalne i teoretyczne badania mikrostrukturalnych zjawisk wewnątrz lokalizacji odkształceń w materiałach granulowanych” (2011/03/B/ST8/05865) oraz „Doświadczalna i numeryczna analiza sprzężonego deterministycznego-statystycznego efektu skali w materiałach kruchych” (2013/09/B/ST8/03598).