



Wojskowa Akademia Techniczna

Wydział Inżynierii Mechanicznej
Instytut Mechaniki i Inżynierii Obliczeniowej

mgr inż. Michał Kucewicz

Rozprawa doktorska

*Numeryczno-eksperymentalne badania
procesu niszczenia i fragmentacji dolomitu
w warunkach obciążeń statycznych i dynamicznych*

Promotor: prof. dr hab. inż. Jerzy Małachowski
Promotor pomocniczy: dr inż. Paweł Baranowski

Warszawa, 2022

Spis treści

Streszczenie	2
Streszczenie w j. angielskim	5
Słownik skrótów	8
Podziękowania	9
1. Wykaz publikacji będących podstawą rozprawy doktorskiej	10
2. Cel pracy	11
3. Uzasadnienie podjęcia tematyki badawczej	13
4. Badania eksperymentalne	19
5. Opis modeli konstytutywnych oraz procedury ich kalibracji	27
5.1. Opis modelu Karagozian Case Concrete (KCC)	27
5.2. Opis modelu Johnson Holmquist Concrete (JHC)	30
5.3. Opis modelu Johnson Holmquist Ceramics (JH-2)	32
5.4. Opis szacowania parametrów wybranych modeli konstytutywnych	34
5.4.1. Kalibracja i walidacja modelu Karagozian Case Concrete	34
5.4.2. Kalibracja i walidacja modelu Johnson Holmquist Concrete	44
5.4.3. Kalibracja i walidacja modelu Johnson Holmquist Ceramics	49
5.4.4. Porównanie modeli konstytutywnych w analogicznych testach	50
5.4.5. Aplikacja modelu JH-2 do analiz pełnowymiarowych metryk strzałowych	56
6. Podsumowanie i wnioski	63
7. Oryginalne elementy pracy	65
8. Kierunki dalszych badań	66
9. Bibliografia	67



Praca została przygotowana w Wojskowej Akademii Technicznej. Inspiracją do powstania rozprawy był projekt PROMETEST (CuBR/III/6/NCBR/2017, KGHM-BZ-U-0150-2017) realizowany na Wydziale Inżynierii Mechanicznej WAT w latach 2017-2021 we współpracy KGHM Cuprum Sp. z o.o. Centrum Badawczo – Rozwojowe, WAT WIM, Główny Instytut Górnictwa, Nitroerg Spółka Akcyjna.



Streszczenie

W rozprawie doktorskiej skupiono się na przedstawieniu możliwości modelowania geomateriałów z wykorzystaniem wybranych modeli konstytutywnych na przykładzie skały dolomitowej. Podstawowym problemem, jak i głównym celem pracy, jest odwzorowanie procesu pęknięcia kruchej skały w warunkach obciążeń statycznych oraz dynamicznych. Te dwa stany deformacji różnią się mechanizmami, które warunkują powstanie i przyrost spękań, i wymagają osobnej analizy zachodzących zjawisk przeprowadzonych w szerokim zakresie badań. Niniejsza praca jest podsumowaniem cyklu recenzowanych publikacji naukowych i stanowi swoiste streszczenie wszystkich prac zwracając szczególną uwagę na wnioski płynące z przeprowadzonych badań.

Do realizacji celu pracy przyjęto eksperymentalno-numeryczne podejście, bazujące przede wszystkim na opracowaniu parametrów dla wybranych modeli konstytutywnych: Karagozian and Case Concrete (KCC), Johnson Holmquist Concrete (JHC), a także dodatkowo Johnson Holmquist Ceramics (JH-2). Aby uzyskać dane niezbędne do procesu szacowania stałych modeli konstytutywnych przeprowadzono szereg testów eksperymentalnych w skali laboratoryjnej, uzupełnionych o dodatkowe testy zrealizowane na oryginalnych stanowiskach badawczych

Pierwszy zakres testów objął podstawowe stany obciążenia, jakim poddawana jest skała w swoim naturalnym otoczeniu: ściskanie jedno oraz trójosiowe, niebezpośrednie rozciąganie statyczne oraz dynamiczne metodą brazylijską, a także jednoosiowe ściskanie dynamiczne. Badania w zakresie dynamicznym przeprowadzono przy użyciu stanowiska zmodyfikowanego pręta Hopkinsona (ang. *split Hopkinson pressure bar*, SHPB). Przeanalizowany zakres ciśnień bocznych w testach trójosiowych jak i uzyskane szybkości odkształcenia w testach dynamicznych były niewystarczające do pełnej kalibracji modeli w złożonych stanach obciążenia. Brakujące dane zaadaptowano z prac literaturowych dotyczących badań dolomitu o podobnej wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie jak analizowany w niniejszym opracowaniu materiał. Zidentyfikowane mechanizmy zniszczenia różniły się w zależności od stanu obciążenia. W warunkach jednoosiowego ściskania wynikały one z akumulacji sąsiadujących mikro spękań równoległych do linii odkształceń głównych. W próbach poddanych obciążeniu trójosiowemu ograniczony jest rozwój deformacji na kierunku obwodowym i w efekcie następuje intensyfikacja ścinania oraz widoczny jest wzrost wytrzymałości rezydualnej (resztkowej) próbki. Wyniki testów rozciągania wykazały natomiast dużą dysproporcję między granicą wytrzymałości na ściskanie i na rozciąganie, czego efektem jest niemal natychmiastowe uwolnienie zakumulowanej energii deformacji w postaci propagacji spękania, po przekroczeniu wytrzymałości próbki. Numeryczne odwzorowanie tych zjawisk stanowiło jeden z największych problemów w procesie kalibracji modelu konstytutywnego

Druga grupę testów stanowiły badania eksperymentalne, gdzie wygenerowano złożone stany naprężenia w materiale próbki skalnej będące efektem jednoczesnego rozciągania i ściskania próbek podczas dynamicznego uderzenia stalowej kulki łożyskowej w badaną próbkę skały. Uzyskane wyniki zostały przeanalizowane oraz przystosowane do zaaplikowania

w celu kalibracji parametrów użytych modelowaniu konstytutywnym. Opisane eksperymenty były również podstawą ich walidacji.

Istotnym elementem niniejszej rozprawy, będącym równocześnie jednym z jej głównych elementów oryginalnych, było dokładne opisanie procedur szacowania wszystkich parametrów konstytutywnych dla modeli JHC oraz KCC. W każdej z procedur zastosowano autorskie propozycje pominięcia ograniczeń modeli związanych z uwzględnieniem skutków występowania stref rozciągania oraz odwzorowania dynamicznego umocnienia materiału. W przypadku modelu JHC zaadaptowano kryterium Mohra-Coulomba do wyznaczenia sił kohezji między ziarnami skały, a także opracowano osobne parametry konstytutywne dla maksymalnych powierzchni wytrzymałościowych do obciążeń statycznych i dynamicznych. Pozwoliło to na uwzględnienie biliniowego charakteru umocnienia dynamicznego dolomitu. Ponadto przeprowadzono szczegółowe studium parametryczne stałych akumulacji uszkodzeń, które bezpośrednio wpływają na szybkość uwalniania energii w procesie osłabienia materiału. Istotnym elementem w trakcie modelowania dyskretnego była analiza wpływu gęstości siatki elementów skończonych na uzyskiwany charakter spękań. Otrzymane wyniki porównano z rezultatami otrzymanymi ze statycznych i dynamicznych badań laboratoryjnych. Charakter spękań, jak również jakościowe odwzorowanie stref zniszczenia w odniesieniu do próbek po testach eksperymentalnych, cechowały się dużą zgodnością. Zauważono, że wpływ ciśnienia bocznego zmniejszył ilość płaszczyzn zniszczenia wynikających z oddziaływania kontaktu powierzchni próbki z głowica maszyny wytrzymałościowej w skutek czego zaobserwowano też ścinania na proces niszczenia próbek. W testach dynamicznych zaobserwowano dobre jakościowe odwzorowanie liczby i rozkładu spękań, a ich inicjacja miała miejsce w środkowej próbki części (w przypadku testu brazylijskiego) potwierdzając tym samym teorię o akumulacji uszkodzeń w materiałach kruchych poddanych obciążeniom dynamicznym.

W przypadku szacowania parametrów dla modelu KCC zastosowano nowatorskie podejście do określenia parametrów kontrolujących ewolucję uszkodzenia, a także wykazano nieścisłości związane z implementacją modelu w kodzie LS-Dyna (np. niejasne działanie parametrów normalizujących akumulację uszkodzeń). Aby pominąć wynikające z nich ograniczenia przeprowadzono dogłębną analizę literaturową oraz szerokie studium parametryczne w celu określenia wpływu wszystkich parametrów kontrolujących akumulację uszkodzenia. Ostatecznie, aby uzyskać natychmiastowe uwalnianie energii w rozciąganiu przy jednoczesnym powolnym uwalnianiu energii przy ściskaniu trójosiowym, opracowano i szczegółowo opisano strategię kalibracji bazującą na optymalizacji parametrycznej stałych konstytutywnych. Dzięki temu modele zarówno w prostych jak i złożonych warunkach obciążenia zarówno statycznych jak i dynamicznych cechowały się dobrą korelacją z testami eksperymentalnymi przy ściskaniu i rozciąganiu. Warto zaznaczyć, że nowatorskim elementem rozprawy doktorskiej było przeprowadzenie pełnej kalibracji tego modelu. Ponadto odpowiedź ilościowa modelu w postaci krzywych naprężenie – odkształcenie cechowała się zgodnością z błędem nieprzekraczającym 7,0%, co w przypadku naturalnych materiałów kruchych należy uznać za wynik satysfakcjonujący.

W niniejszym opracowaniu uwzględniono także wyniki działań podjętych w celu wyznaczenia parametrów dla materiału JH-2, który ze względu na swoje pierwotne

zastosowanie do ceramik, dobrze odwzorowuje kruche i dynamiczne procesy powstawania i rozwoju spękań. Mając na względzie fakt, że ten model konstytutywny dedykowany jest do zagadnień dynamicznych, nie jest możliwe prawidłowe odwzorowanie zachowania się materiału w zakresie statycznego rozciągania oraz w złożonych stanach naprężenia. Model ten został zatem uwiarygodniony na bazie eksperymentalnych testów dynamicznych obejmujących również fragmentację niewielkiego bloku skalnego. Opracowanie parametrów tego modelu było o tyle istotne, że bazując na późniejszych etapach i badaniach symulacyjnych został on wyselekcjonowany jako model najlepiej odwzorowujący proces powstawania spękań w dolomicie.

Na bazie przeprowadzonych badań potwierdzono, że model JHC cechuje się ograniczoną możliwością odwzorowania stanu rozciągania w materiale próbki i nie jest możliwe uzyskanie wynikających z tego faktu spękań. Model KCC, pomimo największej złożoności z punktu widzenia procesu wyznaczania niezbędnych parametrów, przeszacowuje nieznacznie deformacje w warunkach silnie dynamicznych, uniemożliwiając jednoznaczna identyfikację dystrybucji spękań w materiale. Z kolei model JH-2 wykazał się zadowalającą dokładnością we wszystkich przeprowadzonych testach.

W ostatnim etapie dokonano bezpośredniego porównania wszystkich trzech modeli w wyselekcjonowanych testach laboratoryjnych a także zaproponowano numeryczne odwzorowane kruchego pęknięcia oraz fragmentacji materiału skalnego w badaniach symulacyjnych opisujących proces tzw. strzelań dołowych, który prowadzony jest w kopalniach podziemnych w procesie urobku. Odwzorowano rzeczywiste warunki „*in situ*”, a zadawalające wyniki uzyskano dla modelu JH-2. Do modelowania zastosowano autorski skrypt do generowania modeli metryki strzałowej oraz specjalne podejście do odwzorowania ciągłości modelu. Badaniom poddano wpływ zmienności sekwencji odpalenia ładunków wybuchowych z uwagi na wielkość zniszczenia w materiale skały, a także na stan skruszenia urobku skały określony za pomocą funkcji SWEBREC.

Uzyskane wyniki potwierdziły, że przedstawione podejście do modelowania daje możliwość prawidłowego odwzorowania procesu pęknięcia w materiale skały w złożonym dynamicznym stanie obciążenia pochodzącym od detonacji materiału wybuchowego.

Streszczenie w j. angielskim

In this Ph.D. thesis, the author focuses on verifying the possibility of modeling geomaterials with selected constitutive models. Investigations are based on the dolomite rock. The basic problem, as well as the main purpose of the thesis, is to understand and numerically reproduce the fracture process of brittle rock that is subjected to static and dynamic loading conditions. The mechanisms that determine the crack formation and growth differ between mentioned deformation conditions and require a complex analysis carried out in a wide range of loading scenarios. The present work is a summary of a series of peer-reviewed scientific publications and is focused on the conclusion of the conducted research.

An experimental-numerical approach for determination of model parameters was proposed for selected constitutive models: Karagozian and Case Concrete (KCC), Johnson Holmquist Concrete (JHC), and Johnson Holmquist Ceramics (JH-2). To obtain the data required for the characterization of the constitutive models constants, a series of laboratory scale experimental tests supplemented by authorial not normative medium and full-scale tests were performed.

The first group of tests covered the loading conditions acting for the rock in its natural environment: uniaxial and triaxial compression. These results were completed by results from indirect static and dynamic tension results obtained from the Brazilian method, as well as by the results from uniaxial dynamic compression. The dynamic experiments were carried out with a modified split Hopkinson pressure bar (SHPB) stand. The experimentally obtained data were insufficient to fully calibrate the constitutive models for reliable application in complex loading conditions due to too narrow range of lateral (confining) pressure in triaxial tests as well as too few different strain rates. The missing data were adapted from the literature. The identified failure mechanisms of dolomite were dependent on the loading conditions. For uniaxial compression, the failure occurred due to accumulation of adjacent microcracks parallel to the principal strain direction. For triaxial loading, the deformation in the circumferential direction was limited and, as a result, the acting of shear stress was intensified and that increased the residual strength of rock. In contrast, the results from tensile tests demonstrated a large asymmetry between the compressive and tensile strength, and almost immediate release of accumulated deformation energy in the form of crack propagation was observed in rock subjected to tension.

The second group of tests covered experiments that resulted in the complex state of stress in the rock sample. This was an effect of simultaneous acting of tension and compression. Such conditions, mixed with dynamic enhancement, were obtained through the dynamic indenting of steel ball bearing into the cylindrical rock sample with use of gravity hammer or in small scale blasting experiment. Results from both tests were adopted for validation of constitutive models.

An important original element of the work, which is also one of the main original elements of this thesis, is the detailed description of the procedure for estimation of all the constitutive parameters for the JHC, KCC and JH-2 constitutive models. The authorial model calibration method, which omits the limitations of all investigated models was proposed and widely described. These limitations were mostly related to reproduction of brittle cracking at the

dynamic conditions. In JHC model, the Mohr-Coulomb model was adopted for determination of the dolomite' cohesive strength. The separate set of parameters were determined for static and dynamic loading scenarios. This allowed for consideration of bi linear dynamic increase factor function that is not implemented in the model by default. a wide mesh sensitive study and parametric study of damage constants was also performed and the optimal material constants that guaranteed high energy release rate at the softening phase were selected. The final model was validated with the laboratory data in selected small-scale static and dynamic experiments. The nature of the cracks formation, as well as the qualitative representation of the failure zone were in good agreement. It was noted that the effect of lateral pressure reduced the number of failure planes resulting from the impact of contact between the specimen surface and the loading planes. The presence of confining pressure increased the number of racks resulting from shear forces. a good qualitative representation of the number and distribution of cracks was also observed from the dynamic tests. The initiation of cracks was localized in the middle part of the specimen, thus, the Griffith theory of damage accumulation in brittle materials subjected to dynamic loading was confirmed.

For the KCC model parameters estimation, a novel approach to determine the coefficients controlling damage evolution was proposed. The original limitations of the model e.g., unclear implementation of parameters normalizing damage accumulation resulted in no possibility to reproduce the brittle fracture of rock. To clarify this, an extensive parametric study was conducted to determine the impact of all parameters controlling damage accumulation. Finally, to achieve instantaneous energy release in tension with maintaining of low energy release rate in the triaxial loading conditions, a calibration strategy based on parametric optimization of the constitutive constants was developed and described in detail. As a result, the models under static and dynamic loading conditions had good correlation with experimental tests in both compression and tension loading scenarios. It is worth noting that a novel element of the dissertation was the full calibration of KCC model. In addition, the quantitative response of the model in the form of stress – strain curves were characterized by agreement with an error not exceeding 7.0%, which, for natural rock materials, is a very good result.

The third model, JH-2, was also investigated in this thesis. As this model was initially dedicated for modelling of ceramics, it handles the brittle fracture under dynamic loading conditions well. Considering the fact that JH-2 constitutive model is dedicated for dynamic loadings, it is not possible to correctly represent the behavior of the rock in the static loadings, where the complex triaxial state of stress is observed. Therefore, the model was calibrated on the basis of experimental dynamic tests including small-scale explosions and impact crushing of rock. The development of the parameters of this model was important because, based on the results of all performed studies, it was selected as the model that represents the dolomite fracture in the best manner.

It was confirmed, that JHC model has a limited possibility to reproduce tensile damage in the material, and this model is not able to represent the cracking, which are a result of tension, in the continuous medium. The second, KCC model, despite the highest complexity of calibration procedure and the amount of data needed, overestimated the amount of damage in

the strongly dynamic simulations as blasting. This precludes to unequivocally estimate the amount of fractured rock. The best results were provided by JH-2 for all of investigated models

All of investigated constitutive models were directly compared to each other in the selected laboratory tests. The model, which was characterized by the best reproduction of brittle cracking due to acting of mixed compressive – tensile loadings was applied for the representative model of drilling and blasting process utilized in the underground mining technique for excavation of ores. The actual “in situ” conditions were applied in the modelling, and the impact of detonation delay was investigated on selected sequences of high explosives detonations. An authorial script was elaborated and applied for semi-automated generation of finite element models. Also, the original approach for application of rock mass continuity was adopted in simulations. The fragmentation of rock was approximated with a SWEBREC function, to verify which blasting sequence has a best performance to increase the amount of crushed rock.

Słownik skrótów

UC – statyczny test jednoosiowego ściskania (ang. *uniaxial compression*)

DUC – dynamiczny test jednoosiowego ściskania (ang. *dynamic uniaxial compression*)

UCC – statyczny test cyklicznego ściskania (ang. *uniaxial cyclic compression*)

TXC 10,0 – trójosiowe ściskanie statyczne z ciśnieniem bocznym $\sigma_2 = \sigma_3 = 10,0$ MPa (ang. *triaxial compression*)

BT – statyczny test rozciągania metodą brazylijską (ang. *brazilian test*)

UT – statyczny test bezpośredniego rozciągania jednoosiowego (ang. *uniaxial tension*)

DBT – dynamiczny test rozciągania metodą brazylijską (ang. *dynamic brazilian tension*)

SCBT – statyczny test trójosiowego ściskania próbki półcyldrycznej z karbem (ang. *semi-circular bending test*)

JH-2 – skrót dla modelu konstytutywnego *Johnson Holmquist ceramics*

JHC – skrót dla modelu konstytutywnego *Johnson Holmquist concrete*

KCC – skrót dla modelu konstytutywnego *Karagozian and case concrete*

DIF – współczynnik dynamicznego wzmocnienia materiału (ang. *dynamic increase factor*)

SHPB – stanowisko dzielonego pręta Hopkinsona (ang. *Split Hopkinson pressure bar*)

EOS – równanie stanu (ang. *equation of state*)

HEL – punkt granicy sprężystości Hugoniota (ang. *Hugoniot elastic limit*)

Podziękowania

Chciałbym złożyć najserdeczniejsze podziękowania dla mojego promotora **prof. dr. hab. inż. Jerzego Małachowskiego** za ogromne wsparcie merytoryczne, nieocenioną pomoc, za dobre rady, wskazówki oraz cierpliwość przy rozwiązywaniu problemów. Gdyby nie Pana zaangażowanie, ta praca nie miałaby szans powstać w takiej formie w jakiej możemy ją dziś czytać.

Niemniejsze podziękowania składam niezastąpionemu promotorowi pomocniczemu, **dr. inż. Pawłowi Baranowskiemu**, za inspirację i „zarażenie” tematem modelowania numerycznego skał, za czas poświęcony na wspólne rozwiązywanie problemów, których po drodze nie brakowało, za zaangażowanie i motywację w chwilach zwątpienia i za niezwykle owocną współpracę przez cały okres studiów doktoranckich.

Chciałbym równocześnie złożyć serdeczne podziękowania dr. inż. Romanowi Gielecie, dr. hab. inż. Jackowi Janiszewskiemu, dr. inż. Michałowi Stankiewiczowi, dr. inż. Marcinowi Konarzewskiemu oraz dr. inż. Pawłowi Boguszowi za współpracę i wsparcie w realizacji testów eksperymentalnych z zakresu badań statycznych i dynamicznych.

1. Wykaz publikacji będących podstawą rozprawy doktorskiej

W ramach rozprawy doktorskiej w cyklu publikacyjnym uwzględniono 4 prace opublikowane w czasopismach, które mają nadany mają *Impact Factor* (IF) i znajdują się na oficjalnej liście MEiN. Kolejność prac wynika pośrednio z kolejności publikowania prac, a także ze złożoności rozważanych w każdej z nich modeli konstytutywnych.

[P1] Michał Kucewicz, Paweł Baranowski, Jerzy Małachowski, *Determination and validation of Karagozian-Case Concrete constitutive model parameters for numerical modeling of dolomite rock*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 129, 2020, DOI:10.1016/j.ijrmms.2020.104302, Elsevier Ltd, punkty MEiN: 140 pkt.

[P2] Michał Kucewicz, Paweł Baranowski, Roman Gieleta, Jerzy Małachowski, *Investigation of dolomite' rock brittle fracture using fully calibrated Karagozian Case Concrete model*, International Journal of Mechanical Sciences, Volume 221, 2022, DOI:10.1016/j.ijmecsci.2022.107197 , Elsevier Ltd, punkty MEiN: 140 pkt.

[P3] Michał Kucewicz, Paweł Baranowski, Jerzy Małachowski, *Dolomite fracture modeling using the Johnson-Holmquist concrete material model: Parameter determination and validation*, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Volume 13, Issue 2, Pages 335 – 350, 2021, DOI:10.1016/j.jrmge.2020.09.007, Elsevier Ltd, punkty MEiN: 200 pkt.

[P4] P. Baranowski, M. Kucewicz, R. Gieleta, M. Stankiewicz, M. Konarzewski, P. Bogusz, M. Pytlik, J. Małachowski, *Fracture and fragmentation of dolomite rock using the JH-2 constitutive model: Parameter determination, experiments and simulations*; International Journal of Impact Engineering, Volume 140, 2020, DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2020.103543, Elsevier Ltd, punkty MEiN: 140 pkt.

2. Cel pracy

Celem niniejszej pracy jest przedstawienie możliwości modelowania numerycznego skał (dolomitu) jako materiałów kruchych z naciskiem na proces inicjacji i rozwoju spękań w materiale w szerokim spektrum obciążeń, tj. od prób statycznych, dynamicznych oraz obciążeń impulsowych towarzyszące m.in. oddziaływaniu fali nadciśnienia wygenerowanej detonacją materiału wybuchowego (MW) w bliskim otoczeniu skały. Do realizacji celu pracy przyjęto eksperymentalno-numeryczne podejście składające się z następujących etapów badawczych:

1. Badania eksperymentalne w celu charakteryzacji właściwości mechanicznych rozpatrywanej skały dolomitowej.
2. Zaproponowanie metodologii kompleksowej kalibracji modeli konstytutywnych oraz oszacowanie parametrów dla wyselekcjonowanych modeli.
3. Przygotowanie oraz weryfikacja modeli numerycznych do symulacji komputerowych.
4. Walidacja eksperymentalno-numeryczna przygotowanych modeli.
5. Porównanie trzech modeli konstytutywnych w tych samych warunkach obciążenia oraz wykazanie modelu najlepiej odzwierciedlającego proces kruchego pęknięcia w skałach.
6. Propozycja aplikacji wybranego modelu konstytutywnego do odwzorowania pęknięcia dolomitu w testach prowadzonych w pełnej skali.

Pierwszy etap objął wykonanie próbek z dolomitu, przygotowanie stanowisk oraz procedur badawczych a także udział w testach eksperymentalnych. Przeprowadzono trzy grupy testów mających na celu charakteryzację wytrzymałości w warunkach statycznych, dynamicznych oraz scharakteryzowanie przebiegu procesu pęknięcia skały. Zaproponowano i przeprowadzono również autorskie nienormatywne testy wytrzymałościowe ukierunkowane na analizę propagacji spękań w materiałach kruchych. W testach tych pęknięcia powstawały głównie na skutek złożonych stanów obciążenia przez co testy te stanowiły podstawę walidacji parametrów materiałowych do przyjętych w analizach modeli konstytutywnych. Do tych testów należały m.in. test wciskania kulki stalowej w próbkę skalną. Badania te, uzupełnione o brakujące dane z literatury, pozwoliły na niemal kompletne scharakteryzowanie właściwości wytrzymałościowych dolomitu.

Drugi etap skupiał się na analizie podstaw teoretycznych trzech modeli konstytutywnych: Karagozian and Case Concrete (KCC), Johnson Holmquist Concrete (JHC) oraz Johnson Holmquist Ceramics (JH-2) z punktu widzenia podejścia do wyznaczania parametrów. Wyniki eksperymentalne zaadaptowano bezpośrednio bądź pośrednio do procesu wyznaczania parametrów wspomnianych modeli. Zaproponowano nowe metody charakteryzacji parametrów odpowiadających za akumulację uszkodzenia, które skutkowały niszczeniem się materiału. Procedury kalibracji każdego z nich zostały opracowane na nowo i szczegółowo opisane w cyklu publikacji. Dla każdej z procedur zaproponowano nowe innowacyjne elementy szacowania parametrów, które czynią te modele bardziej wiarygodnymi i w możliwie największym stopniu niwelują pierwotne ograniczenia każdego z wykorzystanych modeli. Dla wszystkich modeli zaproponowano także testy do wyznaczenia nieempirycznych współczynników kontrolujących proces ewolucji spękań w tych modelach oraz przedstawiono

studium wpływu geometrii modelowania oraz zastosowanych sposobów dyskretyzacji próbek na uzyskiwane wyniki.

W trzecim etapie przygotowano autorskie modele numeryczne odzwierciedlające testy eksperymentalne. Wykonano także modele testowe, pozwalające na badanie czysto numerycznych aspektów modelowania skał jak wpływ dyskretyzacji ośrodka, odwzorowania warunków brzegowych, dających jednak pogląd na rzeczywiste zachowanie materiału skalnego. Modele zostały zweryfikowane pod kątem poprawności (analiza stanów równowagowych, stabilności numerycznej itp.).

Czwarty etap objął walidację modeli począwszy od prostych stanów obciążeń statycznych, aż po testy, w których przeważały dynamiczne deformacje w złożonym stanie naprężenia. Przeprowadzono szeroką dyskusję każdego z testów, a uzyskane wyniki cechowały się dobrą zgodnością z rezultatami testów rzeczywistych. Wyniki przedstawiono i porównano w sposób ilościowy jako charakterystyki wytrzymałościowe bądź krzywe siła – przemieszczenia, a także jakościowy jako porównanie stanu spękań rzeczywistych i tych uzyskanych na drodze symulacji. Jednoznacznie przedstawiono wszystkie zalety i wady badanych modeli oraz zalecanego zakresu ich zastosowania.

W piątym etapie dokonano bezpośredniego porównania rozpatrywanych modeli konstytutywnych w trzech testach, z których każdy cechował się innym: prostym bądź złożonym stanem naprężenia, z różnym udziałem naprężenia rozciągającego, które determinowało zniszczenie skały. Skupiono się na scharakteryzowaniu propagacji spękań w materiale, ich rozkładzie w próbkach, miejscu inicjacji pęknięć a także na odwzorowaniu odpowiedzi w postaci obliczonego naprężenia, sił oraz przyspieszeń (w zależności od testu).

W ostatnim, szóstym etapie, przedstawiona została aplikacja modelu JH-2 cechującego się najlepszym odwzorowaniem procesu kruchego pęknięcia dolomitu w modelowaniu procesu strzelania dołowego w kopalniach podziemnych. Dodatkowo zaprezentowano wpływu procesu pęknięcia na zagadnienie szacowania skruszenia urobku. W opracowaniu ujęto różne metody modelowania otworów włomowych, jednak skupiono się przede wszystkim na wpływie sekwencji odpalenia ładunków wybuchowych na uzyskiwaną fragmentację i gęstość spękań.

Finalnie potwierdzono, że zastosowanie symulacji numerycznych, a konkretnie metody elementów skończonych i odpowiednio scharakteryzowanych modeli konstytutywnych, pozwala na zadowalające odwzorowanie procesu fragmentacji materiałów kruchych, a także daje duże możliwości w dalszym badaniu wielkoskalowych zjawisk związanych z deformacją skał.

3. Uzasadnienie podjęcia tematyki badawczej

Badania procesów niszczenia skał i materiałów kruchych są przedmiotem rosnącego zainteresowania naukowców na całym świecie. Wynika to z faktu, że mechanika skał znajduje zastosowanie w wielu dziedzinach przemysłu obejmujących przemysł kopalniany, budowlany czy drogowy [1]. Dokładne zrozumienie zjawisk zachodzących podczas deformacji skał jest często gwarantem bezpiecznego użytkowania obiektów infrastruktury podziemnej bądź w przypadku prac wydobywczych, optymalnego wykorzystania materiałów eksploatacyjnych (w tym np. ładunków wybuchowych używanych do procesu urobku prowadzonego w masywach skalnych).

Zachowanie skały na skutek obciążeń zewnętrznych różni się w znacznym stopniu od odpowiedzi klasycznych materiałów inżynierskich. Wywołanie w skale złożonego stanu obciążenia sprawia, że jej właściwości mechaniczne ulegają zmianie [2], a proces niszczenia skał jest w znacznie mierze kontrolowany przez maksymalne i minimalne naprężenia oddziałujące w kierunkach głównych [3,4]. Z punktu widzenia mechaniki skał, materiały te rozpatrywane są jako niejednorodne ośrodki ulegające niszczeniu na skutek przyrostu, akumulacji i propagacji mikrouszkodzeń w swojej strukturze [4,5]. Ponadto same mechanizmy pęknięcia, a co za tym idzie tworzenia się powierzchni zniszczenia, również ulegają zmianie wraz ze zmianą stanu naprężenia [6,7]. Ma to swoje podłoże w budowie krystalicznej skał, która w przypadku dolomitu, będącego przedmiotem zainteresowania niniejszej pracy, składa się z niemal jednorodnych kryształów połączonych ze sobą spoiwem kalcytowym bądź ilasto-węglanowym [8,9]. Granice między ziarnami charakteryzują się często najniższą wytrzymałością w strukturze skały i determinują miejsce inicjacji spękań, szczególnie w warunkach rozciągania, gdzie siły tarcia wewnętrznego nie stawiają tak dużego oporu przeciwdziałającemu odspojeniu, jak ma to miejsce przy ściskaniu czy ścinaniu [10]. Wytrzymałość skał w warunkach ściskania jest zatem od kilku do kilkunastu razy wyższa niż podczas rozciągania [11]. Kolejną cechą materiałów kruchych, wynikającą z ich mikrostruktury, jest progresywny spadek wytrzymałości materiału po przekroczeniu wytrzymałości doraźnej, czyli po osiągnięciu maksymalnej wytrzymałości. Wiąże się to z tarciami wewnętrznymi na granicach ziaren, których połączenie uległo zniszczeniu, a które, mimo powstania spękań, wciąż stawia opór swobodnej deformacji i spowalnia propagację pęknięć. Dodatkowo działanie ciśnienia zewnętrznego w kierunkach innych niż kierunek obciążenia głównego powoduje wzrost wytrzymałości maksymalnej, a także wytrzymałości resztkowej materiału skalnego [2,12,13]. Wiąże się z tym zmiana charakteru zniszczenia z kruchego na quasi-plastyczny, a co za tym idzie wzrost wytrzymałości resztkowej skały, nawet powyżej granicy maksymalnej wytrzymałości na ściskanie [12,14].

Sama skała, jako materiał pochodzenia organicznego, cechuje się znaczną anizotropią właściwości mechanicznych głównie związaną z niejednorodnym kształtem ziaren oraz występowaniem niedoskonałości w postaci porów, mikro i makro spękań, a także inkluzji innych minerałów [15]. Dodatkowo, deformacja w warunkach wysokich szybkości odkształcenia powoduje nieliniowe i niesymetryczne umocnienie. Umocnienie takie można przybliżyć różnymi funkcjami logarymicznymi, najczęściej o charakterze biliniowym. Szybkością odkształcenia $\dot{\epsilon}$, po przekroczeniu której obserwujemy intensyfikację zjawiska

umocnienia dynamicznego materiału, i która stanowi punkt przecięcia dwóch funkcji liniowych przybliżających dynamiczne umocnienie dla skał wynosi $\dot{\epsilon} = 1,0 \text{ s}^{-1}$ [16,17]. Samo umocnienie dynamiczne nie jest wyłącznie skutkiem efektów lepkościowych w materiale, ale wiąże się również efektami promieniowych sił bezwładności oraz efektów wywołanych tarciem [18,19]. Dodatkowo zwiększenie się ilości krótkich spękań w próbce przy dynamicznym obciążaniu wynika z chwilowego zwiększenia objętości kruszonego materiału na skutek przejścia przez niego fali naprężenia [20,21]. Odnosząc wytrzymałości maksymalne uzyskane w testach jednoosiowego ściskania lub rozciągania w różnych szybkościach odkształcenia do wytrzymałości statycznej (odpowiednio w ściskaniu lub rozciąganiu) można zdefiniować współczynnik dynamicznego wzmocnienia, tzw. DIF (ang. *Dynamic Increase Factor*) jednoznacznie określający, o jaki procent wzrasta wytrzymałość skały dla konkretnej szybkości odkształcenia. Można jego określić równaniem:

$$DIF(\dot{\epsilon}) = \frac{\text{Napężenie maksymalne przy } \dot{\epsilon}}{\text{Napężenie maksymalne z próby statycznej } \dot{\epsilon}_{static}} \quad (1)$$

Podczas deformacji skały wyróżnić można kilka charakterystycznych stanów, możliwych do przedstawienia na charakterystykach naprężenie – odkształcenie dla ściskania jedno i trójosiowego (ang. *uniaxial compression* (UC) and *triaxial compression* (TXC)) (rys. 1). Te charakterystyczne stany opisano na przedstawionym wykresie odcinkami AB, BC, CD i DE. Wiele badań wykazało, że trwałe odkształcenia pojawiają się w próbce praktycznie na każdym etapie jej deformacji i wynikają propagacji istniejących i tworzenia się nowych spękań, głównie na granicach ziaren i w okolicach pustek oraz szczelin w mikrostrukturze materiału [22,23]. Można je zaobserwować m.in. z wykorzystaniem badań ultrasonograficznych jako zmianę prędkości fal podłużnej i poprzecznej [24]. Pomimo tego, pierwszy zakres deformacji (opisany odcinkiem AB na wykresie), w którym wspomniane mikro defekty i mikro pory zapadają się i zanikają, jest często uznawany za zakres sprężysty deformacji. Zakres BC obejmuje liniowy charakter deformacji, gdzie moduł sprężystości wzdłużnej oraz poprzecznej mają względnie stałą wartość. Po przekroczeniu 50,0–60,0 % maksymalnej wytrzymałość skały zapoczątkowany zostaje proces propagacji spękań, w którym rozpoczyna się trwały przyrost odkształceń poprzecznych (obwodowych), a wraz z dalszą deformacją szybkość ich przyrostu zwiększa się, dając początek zjawisku dylatacji, czyli niesprężystego wzrostu objętości próbki materiału kruchego. W zakresie CD rozwój pęknięć staje się niekontrolowany, następuje degradacja pierwotnej struktury skały, a co za tym idzie następuje gwałtowny wzrost objętości próbki, aż do osiągnięcia maksymalnej wytrzymałości na ściskanie f'_c . Jest to zakres, w którym rozpatrujemy nieodwracalne niszczenie się skały. W ostatnim stadium deformacji (odcinek DE), po przekroczeniu wytrzymałości doraźnej, następuje dalszy niekontrolowany rozwój spękań, a wzajemne przesuwanie się fragmentów skały po powstałych powierzchniach spękań skutkuje spadkiem wytrzymałości i sztywności. Warto dodać, że to w tej fazie obecność ciśnienia okólnego przy ściskaniu trójosiowym sprawia, że ruch fragmentów próbki po powierzchniach spękania jest zewnątrznie skrępowany, zwiększając tym samym wytrzymałość resztkową skały. Większość modeli konstytutywnych materiałów kruchych upraszcza zakresy AB – BC – CD do linii prostej, wyróżniając jedynie wytrzymałość maksymalną oraz wytrzymałość resztkową. Na potrzeby dalszych dyskusji w tej pracy przyjęto nomenklaturę,

że umacnianie materiału oznacza zakres CD, a osłabianie materiału to zakres DE na krzywej naprężenie – odkształcenie.

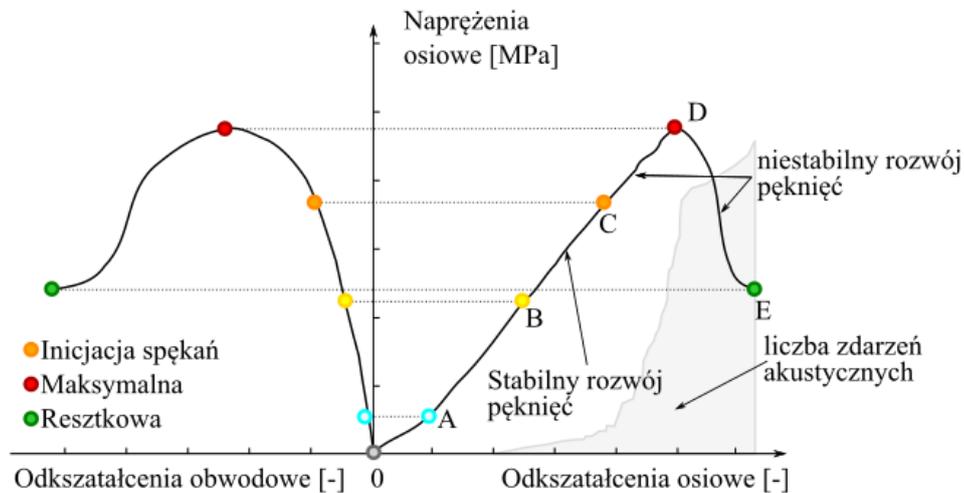
Z punktu widzenia rozwoju spękań w przypadku jednoosiowego ściskania zniszczenie skały inicjowane jest w okolicy trawers maszyny wytrzymałościowej w miejscu występowania maksymalnego tarcia i wynika z akumulacji wzdłużnych osiowych mikro spękań [25], podczas gdy w stanach obciążenia trójosiowego to ścinanie jest głównym mechanizmem inicjującym niszczenie próbki i intensyfikuje się wraz ze wzrostem ciśnienia okólnego, powodując powstanie jednej bądź wielu płaszczyzn poślizgu [26]. Nie powstają jednak w tym przypadku płaszczyzny nieciągłości (swobodne powierzchnie pęknięć) [14]. Badania odciążania wykazały, że w przypadku geomateriałów moduł sztywności podczas odciążania skały przekracza moduł sprężystości, co jest wynikiem dyssypacji części energii przez tarcie wewnętrzne na granicach ziaren badanego materiału [22,27]. Alternatywne metody, które służą do badań wytrzymałości skały bez ciśnienia okólnego przedstawiono w pracy [28].

Dużym wyzwaniem z punktu widzenia przeprowadzenia badań eksperymentalnych jest realizacja testów bezpośredniego rozciągania materiałów kruchych (ang. *uniaxial tension*, UT). Wiąże się to niską wytrzymałością na rozciąganie f'_t tego typu materiałów. Utrudnia to wykonanie próbek o odpowiednim kształcie pozwalającym uzyskać stan czystego rozciągania, ale również rodzi szereg problemów związanych z mocowaniem takich próbek [29]. Poprawne wyznaczenie tych wartości jest niezwykle istotne z punktu widzenia niszczenia skał, ponieważ to właśnie rozciąganie jest głównym czynnikiem powodującym utratę spójności skały [5,30,31]. Do prowadzenia takich badań najczęściej stosowane są specjalne szczęki, w których przetoczona powierzchnia części pomiarowej próbki może zaprzec się, niwelując kumulację naprężenia próbce w miejscu podparcia i pozwalając na zniszczenia próbki w najmniejszym przekroju. Inną metodą jest zastosowanie połączenia klejonego do szczęk maszyny wytrzymałościowej, jednak metoda ta jest dużo bardziej czasochłonna. Alternatywą jest stosowanie metod niebezpośredniego wyznaczania wytrzymałości na rozciąganie metodą brazylijską (ang. *brasilian tension*, BT) [10,32] lub testy trójpunktowego zginania próbek (ang. *three point bending test*, TPBT) z różnymi geometrami karbu (nacięciami w próbce). Badania wykazały, że różnice pomiędzy metodami bezpośrednimi i niebezpośrednimi wynoszą nawet 15,0% dla testu BT względem UT, do nawet 90,0% omiędzy testami TPBT [33,34].

W mechanice pękania bardzo istotne jest określenie miar charakteryzujących odporność badanego materiału do przeciwstawiania się inicjacji i propagacji spękań. Do metod eksperymentalnych, pozwalających scharakteryzować ilościową odporność materiału na pęknięcie można zaliczyć: trójpunktowe zginanie próbek z karbem [35–37], rozciąganie niebezpośrednie metodą brazylijską [37], ściskanie próbek walcowych ze szczeliną centralną [38], test poprzecznego ściskania próbki walcowej z otworem [39,40] oraz bardzo trudny w realizacji test bezpośredniego rozciągania [10,41]. Testy te obejmują pęknięcie związane z rozwarciem szczeliny (moda I) oraz jej ścinaniem (moda II) [39] i pozwalają na obliczenie:

- energii pęknięcia G_f , czyli energii rozproszona przez materiał w czasie niszczenia materiału (pole pod wykresem naprężenie – odkształcenie) [37],

- wartości krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{IC} , K_{IIC} będącego miarą odporności na pęknięcie i którego przekroczenie skutkuje niekontrolowanym rozwojem pęknięcia.



Rys. 1. Poszczególne etapy deformacji skały na przykładzie próby jednoosiowego ściskania próbki skalnej (źródło: opracowanie własne)

Dużym utrudnieniem badań materiałów skalnych jest uwzględnienie wpływu wielkości próbki na uzyskane wyniki. Badania wykazały, że wytrzymałość skał wyznaczona w warunkach laboratoryjnych na próbkach o niewielkich wymiarach może być niedoszacowana względem próbek skalnych o odpowiednich wymiarach geometrycznych [35,39,42]. Wraz ze wzrostem wielkości próbki wzrasta wartość krytycznych współczynników intensywności naprężenia K_{IC} , K_{IIC} [43]. Kruche pęknięcie w skałach dosyć często określa się jako „natychmiastowe z katastrofalnymi skutkami” [44]. Wykorzystany w niniejszej pracy test trójpunktowego zginania próbek cylindrycznych z nacięciem (ang. *semi circular bending test*, SCBT) jest w stanie precyzyjnie określić, z jakim rodzajem pęknięcia mamy do czynienia [36,45]. Sam proces pęknięcia ma bardzo złożoną naturę i wynika ze zmiany stanu naprężenia w materiale na czole pęknięcia, a także z interakcji pomiędzy sąsiadującymi mikro spękaniem [42,44,46]. Ze względu na naturalne niedoskonałości i wtrącenia w skałach naprężenia wywołane obciążeniami kumulują się na granicach tych niedoskonałości i są opisane przez współczynnik K_I . Po przekroczeniu wartości K_{IC} następuje gwałtowny i niekontrolowany rozwój pęknięcia.

Nieocenionym wsparciem dla testów eksperymentalnych są symulacje komputerowe wykorzystujące metody numeryczne, dzięki którym możliwa jest dogłębniejsza analiza i lepsze zrozumienie procesów niszczenia skał. Z punktu widzenia modelowania procesu pęknięcia wyróżnić można dwie metody znajdujące szerokie zastosowanie w badaniach dotyczących skał i nie tylko – metoda elementów skończonych (MES) (ang. *finite element method*, FEM) [47–49] oraz metoda elementów dyskretnych (ang. *discrete element method*, DEM) [25,50,51], przy czym druga z nich wykorzystywana jest w modelowaniu zjawisk głównie w skali laboratoryjnej, a odpowiednie ułożenie cząstek pozwala na pewne symulowanie niejednorodności struktury i budowy ziarnistej modelowanego medium. Warto wspomnieć

także metodzie X-FEM rozwijanej od dosyć niedawna, będącej rozszerzeniem klasycznej metody elementów skończonych [52].

Istotną rolę w uzyskaniu wiarygodnych wyników symulacji odgrywa wybór modelu konstytutywnego, który będzie w stanie odwzorować rzeczywiste zjawiska i właściwości geomateriałów. Najważniejsze z nich to: znaczna dysproporcja między wytrzymałością na ściskanie i rozciąganie, niesymetryczny wzrost wytrzymałości na skutek zwiększania szybkości odkształcenia w warunkach ściskania i rozciągania, progresywny spadek wytrzymałości materiału po przekroczeniu wytrzymałości maksymalnej skały, zmiana sztywności materiału w warunkach obciążeń statycznych i dynamicznych, występowanie zjawiska dylatacji, czyli niesprężystego wzrostu objętości skały, a także wzrost wytrzymałości przy obecności ciśnienia okólnego. Do najczęściej stosowanych modeli konstytutywnych dla materiałów kruchych możemy zaliczyć modele: Hoeka-Browna [53–55], Mohra-Coulomba [3,54,56], Johnson Holmquist Ceramics (JH-2) [57–61], Johnson Holmquist Concrete (JHC) [62–64], Karagozian Case Concrete (KCC) [65–68], Riedel-Hiermaier-Thoma (RHT) [69–71], Mat Pseudo Tensor (będący rozszerzeniem modelu Mohra-Coulomba) [72], Continuous Curface Cap Model (CSCM) [66,67,73], Continuum Damage Plasticity Model (CDPM) [74], czy model MAT SOIL AND FOAM [54,75]. Warto wymienić w tym miejscu modele konstytutywne opracowane przez naukowców z instytucji krajowych, m.in. model betonu opracowany przez profesora Winnickiego [76], który uwzględnia większość zjawisk występujących podczas dynamicznej deformacji materiałów kruchych i bazuje na powierzchniach zniszczenia Hoffmana czy połączony model sprężysto–plastyczny z degradacją sprężystą wg. Pamina i de-Borsta [77]. Niemal wszystkie z nich, poza modelami JH-2 oraz MAT SOIL AND FOAM, docelowo przeznaczone były do odwzorowania zachowania betonu, głównie w dynamicznych stanach obciążenia. Ze względu na znaczne podobieństwo pomiędzy betonem i skałą, wiążące się ze zbliżoną mikrostrukturą, a co za tym idzie mechanizmami niszczenia i propagacji spękań, po odpowiedniej kalibracji modele te mogą być również zastosowane do modelowania geomateriałów [68,78]. Popularność wymienionych modeli wynika z ich aplikacji w większości komercyjnych kodów obliczeniowych. Adaptacja gotowych modeli materiałów kruchych jest o tyle korzystna, że opracowanie własne tego modelu oraz jego implementacja do kodów obliczeniowych jest niezwykle trudna i czasochłonna, a prawidłowe wyznaczenie parametrów materiałowych dla istniejących modeli może dać równie dobre, a nawet lepsze jakościowo wyniki [79]. Niemal każdy z modeli bazuje na niezmiennikach tensora naprężenia oraz opisuje obwiednie zniszczenia jako funkcję naprężeń postaciowych od ciśnienia [80].

Szczególnym podejściem do modelowania cechują się próby odwzorowania mechanizmów pęknięcia w materiale skalnym z wykorzystaniem niekomercyjnych modeli konstytutywnych. Część z takich modeli bazuje na podejściu „*smearred crack approach*” bazującego na prawach nieliniowej mechaniki pęknięcia [11,81–83]. Jest to metoda bazująca na energii pęknięcia, która jest w miarę uniwersalna i znacznie mniej podatna na wpływ wielkości elementu skończonego [42]. Punktem wyjścia dla tego podejścia jest hipoteza, że pęknięcie w materiale heterogenicznym może być modelowane jako pasmo równoległych, gęsto rozmieszczonych mikropęknięć z tępych (czyli zaokrąglonych) czołem (strefa na wierzchołku karbu geometrycznego). Główną zaletą tej metody jest brak konieczności fizycznego rozdzielania węzłów elementów skończonych podczas powstawania pęknięcia. Innym

modelem jest tzw. „*brittle rock crack slip model*” zakładający, że do momentu zainicjowania pęknięcia skałę traktujemy izotropowo oraz że sąsiadujące spękania nie wpływają na siebie wzajemnie w początkowych fazach deformacji. Współczynnik intensywności naprężenia jest obliczany przez model osobno w każdej pętli iteracyjnej [84,85].

Przedstawione w tym rozdziale informacje jednoznacznie wykazują, że sam proces deformacji skał jest zjawiskiem niezwykle złożonym i wynikającym z wielu czynników, a niejednorodna budowa mikro i makro strukturalna tylko komplikuje proces predykcji rozwoju i propagacji spękań w materiale. Istotny wpływ ma szybkość z jaką zachodzi deformacja oraz stan naprężenia jaki jest nią wywoływany w materiale. Symulacje komputerowe pomagają lepiej zrozumieć podstawowe mechanizmy, jakie obserwujemy podczas odkształcania się skały. Jednak nie wszystkie modele konstytutywne są w stanie wiernie odwzorować wszystkie obserwowane zjawiska. Wyselekcjonowanie i charakteryzacja parametrów mechanicznych i konstytutywnych dla modeli materiałowych pełni kluczową funkcję w poprawnym odwzorowaniu deformacji, ewolucji uszkodzeń, a także fragmentacji w skale. W dostępnej literaturze brak jest prac, które komplementarnie charakteryzowałyby owe parametry dla dolomitu, który jest materiałem cechującym się bardzo dużą kruchością. Samo zaplanowanie i wykonanie testów eksperymentalnych wspierających swoimi wynikami proces kalibracji modeli konstytutywnych jest czasochłonne, dlatego przedstawione w tej pracy testy laboratoryjne i metody badań skał wraz z kompletnym opisem wyników są elementami nowymi, autorskimi i w opinii doktoranta wartymi podkreślenia. Ponadto, elementem nowatorskim jest zaproponowanie nowych podejść do charakteryzacji parametrów wybranych modeli konstytutywnych, które mogą być zastosowane w szerszym zakresie, niż wynikałoby to z ich pierwotnych ograniczeń.

Celem głównym pracy jest przedstawienie możliwości charakteryzacji parametrów mechanicznych skały – dolomitu z wykorzystaniem normowych oraz nienormowych testów eksperymentalnych, pozwalających na charakteryzację procesu pęknięcia wynikającego z deformacji próbki w różnych stanach obciążenia. Wyniki tych testów stanowią podstawę do wyznaczenia parametrów opisujących wyselekcjonowane modele konstytutywne. W pełni scharakteryzowane modele porównane są z rzeczywistymi testami laboratoryjnymi oraz polowymi z punktu widzenia odpowiedzi ilościowej (charakterystyki siła – przemieszczenie oraz naprężenie – odkształcenie) oraz jakościowej (rozkład, charakter i ilość/długość spękań). W pracy skupiono się na szczegółowym opisie zagadnienia kalibracji modeli konstytutywnych, z uwzględnieniem autorskich metodologii pomijających naturalne ograniczenia modeli uwzględnionych w pracy. Bezpośrednie porównanie symulacji w testach realizowanych w skali laboratoryjnej pozwoliło na wyselekcjonowanie modelu konstytutywnego najlepiej odwzorowującego dynamiczną fragmentację skały, który następnie został wykorzystany do symulacji procesu strzelania podziemnego w warunkach rzeczywistych obciążeń „*in situ*”. Symulacje te pozwoliły na określenie, w jaki sposób sekwencja odpalania ładunków wybuchowych w otworach strzałowych wpływa na jakość i ilość uzyskiwanego urobku.

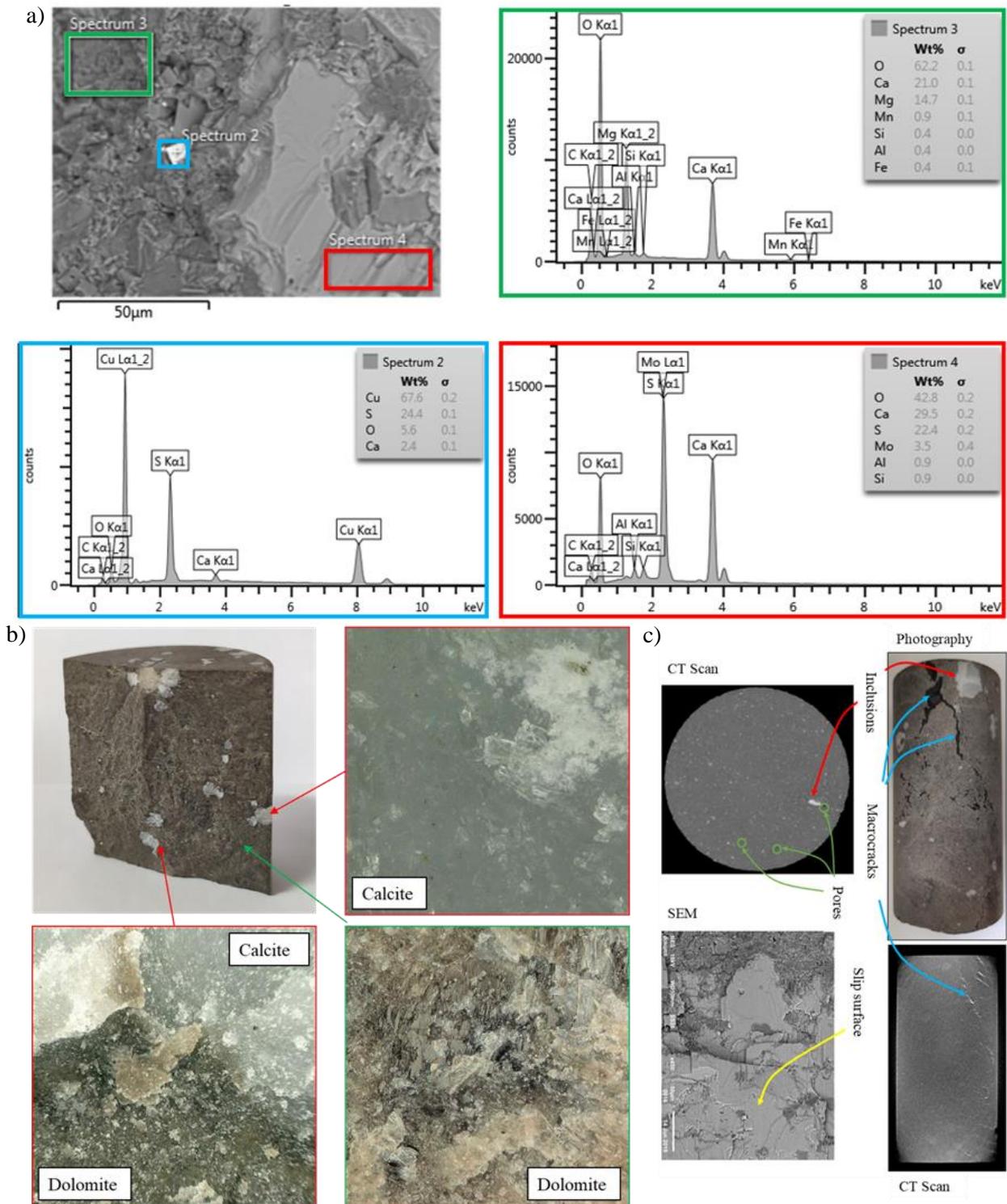
4. Badania eksperymentalne

Procedury szacowania parametrów modeli konstytutywnych opiera się na wynikach badań testów laboratoryjnych prowadzonych w małej oraz średniej skali. Dostarczają one podstawowych informacji na temat właściwości mechanicznych badanej skały. Ponieważ badania te stanowią podstawę niniejszej rozprawy, ich warunki, przebieg oraz wyniki zostały po krótko opisane w poniższym rozdziale. Pełny opis wraz z dokładnymi wynikami można znaleźć w pracach [P1–P4]. Wykonane badania zaplanowano w taki sposób, aby ich wyniki odzwierciedlały stany, w jakich docelowo zastosowane będą skalibrowane modele konstytutywne. W tym przypadku skupiono się zarówno na zakresie statycznym, jak i dynamicznym, jako że aplikacją modeli jest symulacja propagacji spękań w modelowaniu strzelań dołowych w kopalniach podziemnych. Część statyczna odpowiada zatem za uwzględnienie działania ciśnienia otoczenia w warunkach „*in situ*” na głębokości ok. 1000 m pod powierzchnią gruntu, gdzie wartości naprężeń głównych w górotworze wynoszą odpowiednio $\sigma_1 = 30,0$ MPa oraz $\sigma_2 = \sigma_3 = 18,0$ MPa, natomiast część dynamiczna odpowiada za propagację spękań w otoczeniu i oddaleniu od ścian otworu [86,87]. Skałą, na podstawie której dokonano wszelkich rozważań, był dolomit.

W pierwszym etapie dolomit scharakteryzowany został z wykorzystaniem mikro tomografii komputerowej, pod kątem gęstości, mikrostruktury oraz składu chemicznego (rys. 2a) [P3], [88]. Zmierzone zostały także parametry związane z rozchodzeniem się w próbce fali podłużnej (V_p) oraz fali poprzecznej (V_s), tj. wartości prędkości, które wyniosły odpowiednio 4830,0 m/s oraz 1660,0 m/s. Wartości z poszczególnych próbek różniły się między sobą w zakresie do ok. 10,0%, a ostateczne wyniki zostały uśrednione [P1]. Gęstość materiału ρ przyjęto jako 2820,0 kg/m³, która została oszacowana na bazie pomiarów kilkunastu próbek. Budowa krystaliczna dolomitu to przede wszystkim ziarna dolomitu (a w głównej mierze węglań wapnia i anhydrytu) o wielkości średniej ok. 500 μ m z wtrąceniami kalcytu, które jednak nie przekraczają 10,0% objętości skały. Badania wytrzymałościowe pokazały jednak, że obecność tych wtrąceń, których wielkość wahała się pomiędzy 1,0 do nawet 20,0 mm, i więcej, była w wielu przypadkach miejscem inicjacji procesu pękania. Odwzorowanie rentgenowskie pozwoliło na stwierdzenie, że w materiale istnieje wiele mikro i makro spękań osłabiających strukturę skały (rys. 2b,c). Porowatość badanego dolomitu nie przekroczyła w analizowanych próbkach 2,0%, co pozwala zakwalifikować ją do skał o strukturze jednorodnej. Wyniki te pokrywają się z danymi literaturowymi dolomitu [9,49].

Najbardziej podstawowym testem materiałów kruchych jest badanie jednoosiowego ściskania UC, które poprawnie przeprowadzone pozwala na określenie statycznej wytrzymałości na ściskanie f'_c , modułu sztywności objętościowej K_{static} oraz współczynnika Poissona ν , a także wyznaczenie po krytycznej energii pękania G_f przy ściskaniu. Badanie UC może być uzupełnione wynikami z innych testów bazujących na wciskaniu w próbkę skalną wgłębników i pomiarowi uzyskiwanego krateru [89]. Testy te uzupełniono testami TXC przy działaniu ciśnienia okólnego spełniającym warunek $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, pozwalającymi na charakteryzację wpływu trójosiowości stanu naprężenia na wytrzymałość dolomitu f'_{TXC} w warunkach obecności ciśnienia bocznego. Przeprowadzone zostały także próby

niepośredniego rozciągania metodą brazylijską, do wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie.



Rys. 2. Analiza składu chemicznego próbek dolomitu (a), jego budowy mikrostrukturalnej (b) oraz charakteryzacja niedoskonałości występujących w jego strukturze (c) [P3]

Do badań statycznych wykorzystano sterowaną hydraulicznie maszynę wytrzymałościową Instron 8802 z częstotliwością próbkowania 10,0 Hz. Aby spełnić wymagania prób quasi-statycznych, prędkość obciążenia określono jako 0,5 mm/min, co pozwoliło na uzyskanie

szybkości odkształcenia rzędu $0,0024 \text{ s}^{-1}$. Badania jedno i trójosiowego ściskania przeprowadzono na cylindrycznych próbkach o średnicy $\varnothing = 50,0 \text{ mm}$ oraz wysokości $H = 100,0 \text{ mm}$. W przypadku testu brazylijskiego próbki o średnicy $\varnothing = 50,0 \text{ mm}$ miały wysokość $20,0 \text{ mm}$. Wszystkie próbki wykonane zostały zgodnie z wytycznymi ISRM [89] tak, aby zapewnić odpowiednie warunki prób eksperymentalnych. Jest to o tyle istotne, ponieważ dobranie złych proporcji próbki zaburza oczekiwany rozkład naprężenia, a co za tym idzie także uzyskiwane parametry mechaniczne, jak i obserwacje związane z rozwojem pęknięć są obarczone efektem skali oraz błędami pomiarowymi. Jedną z głowic maszyny wytrzymałościowej umieszczono na przegubie kulistym, w celu skompensowania ewentualnych nierówności powierzchni i zapewnienia osiowości obciążenia. Próby eksperymentalne rejestrowano z wykorzystaniem szybkiej kamery, a powierzchnie zewnętrzne pomalowano białym sprayem, aby ułatwić obserwację rozwoju pęknięć. W przypadku prób trójosiowych jako wartości ciśnienia okólnego przyjęto odpowiednio $10,0$, $17,5$ oraz $25,0 \text{ MPa}$. Maksymalne wartości wynikają z ograniczeń sprzętowych wykorzystanej w testach komory ciśnieniowej. Dla każdej wartości ciśnienia okólnego przeprowadzono co najmniej 10 prób.

Dokładna analiza procesu deformacji próbek podczas testu jednoosiowego ściskania wykazała, że brak poprzecznego skrępowania próbki poprzez ciśnienie boczne nie powoduje ograniczenia przyrostu odkształceń obwodowych w fazie niestabilnego rozwoju pęknięć, co wywołuje gwałtowną utratę ciągłości próbki po przekroczeniu wytrzymałości maksymalnej na ściskanie f'_c i natychmiastowy spadek wytrzymałości próbki do wartości bliskiej zera. Zachowanie to zaobserwowano dla wszystkich badanych próbek. Zakres osłabienia ze względu na przedwczesne zakończenie próby wynikające ze sposobu sterowania maszyny wytrzymałościowej, nie został w pełni zarejestrowany jako naprężenie – odkształcenie. Do momentu osiągnięcia punktu zniszczenia odpowiadającego f'_c zakres krzywych $\sigma - \varepsilon$ miał charakter zbliżony do liniowego, przez co bez pomiaru odkształceń obwodowych nie jest możliwe wskazanie momentu, w którym zaczęła się propagacja mikro spękań w strukturze dolomitu. Uzyskany kształt spękań w przypadku prób jednoosiowych wynikający często z warunków brzegowych w miejscu mocowania próbek skalnych [90] był zgodny z danymi literaturowymi i zaobserwować można było powstanie głównie pionowych długich spękań w całej objętości próbki, a w przypadku występowania makro spękania w próbce to na nim tworzyła się powierzchnia pęknięcia [P1, P3]. Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie uzyskana z testów UC charakteryzowała się rozrzutem wyników (maksymalnych wartości naprężenia) w zakresie ok. $20,0\%$, a uśredniona wartość przyjęta do dalszych rozważań wyniosła $f'_c = 212,0 \text{ MPa}$. Dla stanu ściskania jednoosiowego przeprowadzono także próby progresywnego cyklicznego ściskania, w której w każdym cyklu odkształcenie próbki zwiększało się o $0,01$, a próba była prowadzona aż do momentu całkowitego zniszczenia próbki. Test ten wykazał, że moduł odciążenia próbki dla dolomitu jest o ok. $10,0 \%$ większy niż moduł przy ściskaniu, co związane jest z dyssypacją energii poprzez tarcie wewnętrzne.

Wyniki badań testu brazylijskiego (BT) wykazały większą rozbieżność w maksymalnej zarejestrowanej sile, sięgającą nawet $40,0\%$ [P1, P2]. Podobnie nachylenie krzywej siła – przemieszczenie, a co za tym idzie naprężenie – odkształcenie różniło się znacznie

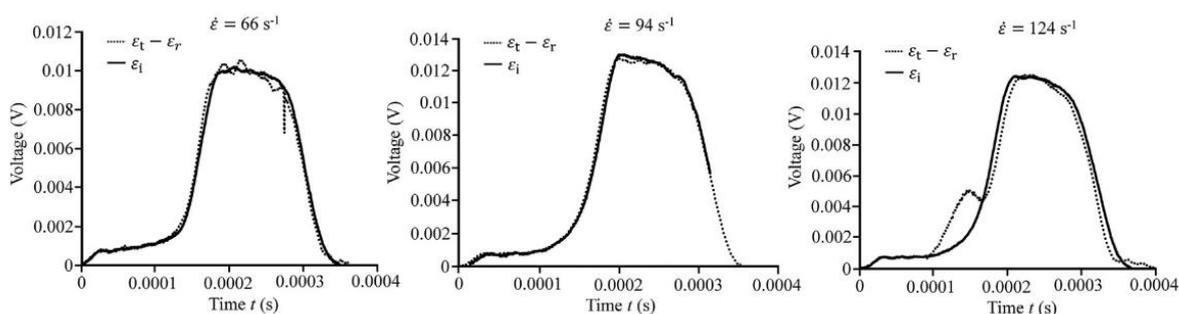
i wymagało uśrednienia. Średnia wartość wytrzymałości na rozciąganie wyniosła $f_t' = 5,2$ MPa. Wartość ta jest jednak niedoszacowana, dlatego też w dalszych analizach użyto współczynników korekcyjnych dla twardych skał zgodnie z literaturą [91]. W próbkach charakteryzujących się najmniejszą wytrzymałością (średnio w 3 na 10 próbek) inicjacja pęknięcia rozpoczęła się w miejscu kontaktu próbki z trawersą obciążającą. Uszkodzenia te wynikały ze znacznego oddziaływania naprężenia ścinającego, a obecność kierunkowego ułożenia warstw dolomitu ułatwiła powstanie zniszczenia. W pozostałych próbkach zgodnie z teorią Griffitha pęknięcia zainicjowane zostały w centralnej części próbki [32,92]. Zakres pozniszczeniowy nie był możliwy do zaobserwowania ze względu na gwałtowne pęknięcie próbek po przekroczeniu wytrzymałości na rozciąganie. Ewentualne zmiany, jakie można by wprowadzić w eksperymencie, to zastosowanie zaokrąglonych powierzchni kontaktowych, co sprawiłoby, że punktowy nacisk oddziaływałby na większą powierzchnię [32]. Z testu brazylijskiego wyznaczone zostały wartości odporności na pęknięcie $K_{IC} = 1,115$ MPa·m^{0.5} oraz energii pęknięcia $G_f = 0,662$ J zgodnie z procedurą opisaną w [P2].

Ostatnim testem statycznym było trójpunktowe zginanie próbki półcylicydrycznej z karbem SCBT. Geometria próbek była zbliżona do tych z testu brazylijskiego, które przecięto na pół i nacięto na głębokości 10,0 mm i szerokości 1,0 mm. Wymiary były zgodne z sugestiami przedstawionymi w pracy [89]. Rozstaw podpór wynosił 40,0 mm. Podczas testów mierzono siłę oraz przemieszczenie punktu obciążającego, a także, za pomocą wideo ekstensometru, dwa punkty po dwóch stronach szczeliny w celu obserwacji rozwarcia szczeliny. Dla eksperymentu SCBT przeprowadzono 10 prób. Zgodnie z wiedzą doktoranta, były to pierwsze badania porównawcze parametrów pęknięcia dla dolomitu z wykorzystaniem SCBT oraz BT. Uśrednione wartości charakteryzujące właściwości związane z pękaniem dolomitu [P2] to: $G_f = 0,34$ J oraz $K_{IC} = 1,67$ MPa·m^{0.5}. Można zauważyć, że wartości te są mniejsze niż te wyliczone z BT, a różnice mogą wynikać, m.in. z kąta, na jakim w teście brazylijskim możemy zakładać równomierny rozkład promieniowy obciążenia [37]. Mała zmiana jego wartości powoduje znaczny wpływ na uzyskiwane wyniki. Ostatecznie, wartości uzyskane z SCBT można uznać za poprawne, jako że dostępne dane literaturowe dla pomiaru K_{IC} innymi metodami mówią o średnich wartościach rzędu $\sim 1,75$ MPa·m^{0.5} w przypadku dolomitu [11,93].

Do badań dynamicznych [P1, P3], służących wyznaczeniu DIF dla ściskania i rozciągania, wykorzystane zostało stanowisko SHPB [16,18]. Szybkości odkształcenia wynikały głównie z wymiarów badanych próbek wynoszących: $\varnothing = 40,0$ mm oraz $H = 40,0$ mm dla ściskania. Aby zniwelować efekty tarcia próbek o powierzchnie czołowe prętów, co skutkuje zwiększeniem wytrzymałości skały [19], powierzchnie pokryto warstwą lubrykantu i nakryto podkładkami teflonowymi. Zastosowano pręty o długości 3140,0 mm i średnicy 40,0 mm wykonane ze stali C-45. Zakończenie pręta inicjującego w miejscu kontaktu pociskiem (prętem uderzającym) zostało dodatkowo zukosowane na dystansie 400,0 mm w celu ułatwienia osiągnięcia stanu równowagowego w próbce. Dla tego celu zastosowano także miedziane wkładki kształtujące fale o średnicy 8,0 mm i grubości 1,0 mm. Odkształcenia osiowe w prętach mierzone były za pomocą pełnego mostka tensometrycznego, a propagacja spękań rejestrowana była przez szybką kamerę z częstotliwością 95 000 klatek/s. Do badań rozciągania zastosowano stanowisko z prętami o długości 2000,0 mm i średnicy 25,0 mm wykonanymi ze stali maraging.

Warunki prowadzenia badań i rejestracji procesu pęknięcia pozostały analogiczne jak przy testach ściskania. Do wyznaczenia odkształcenia, szybkości odkształcenia oraz naprężenia wykorzystano dobrze znane zależności [94].

W efekcie badań dynamicznego ściskania na stanowisku SHPB uzyskano cztery różne szybkości odkształcenia: $66,0 \text{ s}^{-1}$, $78,0 \text{ s}^{-1}$, $94,0 \text{ s}^{-1}$ oraz $124,0 \text{ s}^{-1}$, w których stan równowagowy był zachowany podczas całej próby aż do całkowitego zniszczenia próbki (rys. Rys. 3). Szybkość odkształcenia była mierzona dla zakresu naprężenia od 75,0% do 100,0 % maksymalnej wytrzymałości dynamicznej na ściskanie f'_{CD} [95]. Otrzymane wartości z próby jednoosiowego ściskania zestawiono w Tab. 1. Wyniki z badań zastosowane zostały osobno w pracach [P1, P3], gdyż każdy z analizowanych modeli konstytutywnych uwzględnia wpływ szybkości odkształcenia w odmienny sposób. Na podstawie zarejestrowanych ujęć z kamery zaobserwowano, że część zniszczenia zainicjowana została w miejscu istnienia pierwotnych spękań [P1]. Ogólny charakter zniszczenia charakteryzował się powstaniem osiowych spękań w próbce, jednak po przekroczeniu $\dot{\epsilon} = 100,0 \text{ s}^{-1}$ dodatkowo zintensyfikował się wpływ efektów bezwładnościowych na dynamiczne wzmocnienie materiału, co w przypadku materiałów kruchych ma kluczowe znaczenie przy opracowywaniu parametrów modeli konstytutywnych bazujących na testach SHPB [18,19,96].



Rys. 3. Wizualizacja stanu równowagowego dla testów ścinania dynamicznego z wykorzystaniem SHPB dla trzech szybkości odkształcenia: $66,0 \text{ s}^{-1}$, $94,0 \text{ s}^{-1}$, $124,0 \text{ s}^{-1}$ [P3]

Analogiczne warunki eksperymentu dla testów rozciągania metodą brazylijską [P1] skutkowały uzyskaniem dwóch różnych szybkości odkształcenia wynoszących odpowiednio $241,0 \text{ s}^{-1}$ oraz $332,0 \text{ s}^{-1}$. Po przeprowadzonych testach wytypowano przypadki, które uznano za poprawne i spełniające warunek wynikający z założeń teoretycznych Griffitha, według których inicjacja pęknięcia powinna nastąpić w miejscu największych naprężeń rozciągających, tj. w punkcie centralnym próbki [91,97]. Maksymalne wartości dynamicznej wytrzymałości f'_{tD} dla dwóch podanych szybkości odkształcenia wyniosły odpowiednio 37,6 Ma oraz 42,4 MPa. Umocnienie dynamiczne w przypadku rozciągania jest znacznie większe niż w przypadku ściskania i może się wiązać z występowaniem efektu Stefana [98], a także oddziaływaniem ziaren skały na poziomie mikrostrukturalnym [99]. Podczas badań zaobserwowano wpływ ścinania przy powierzchniach kontaktu próbki z prętami, objawiający się lokalnym skruszeniem materiału. Ponadto wzdłuż głównego początkowego pęknięcia, na dalszym etapie deformacji zainicjowana została propagacja spękań towarzyszących [100,101]. Może to wskazywać na fakt, że szybkości odkształcenia były zbyt wysokie, aby zachować stan równowagowy w całym zakresie deformacji próbki.

Kolejnym testem eksperymentalnym, na którym mocno oparto walidację modelu KCC oraz JH-2 było uderzenie stalowej kulki łożyskowej o średnicy $\varnothing = 8,0$ mm w próbkę cylindryczną o wymiarach $\varnothing = 50,0$ mm oraz $H = 50,0$ mm [P2, P4]. Jest to test oryginalny, po raz pierwszy zaproponowany w kontekście badania materiałów skalnych. Test przeprowadzono na stanowisku młota grawitacyjnego, w którym głowica o masie 13,6 kg zrzucana była swobodnie z takiej wysokości, aby w momencie uderzenia jej prędkość wynosiła ok. 1,5 m/s. Próbę rejestrowano za pomocą szybkiej kamery z częstotliwością 45 000 klatek/s, a siłę i przemieszczenie za pomocą specjalnych sensorów umieszczonych w podstawie stanowiska. W efekcie punktowego przeniesienia obciążenia ze spadającej głowicy na próbkę, w próbce generował się mieszany stan naprężenia wiążący ścisnienie i rozciąganie, w efekcie czego obserwowano skruszenie materiału próbki w strefie kontaktu z kulką, a w dalszym etapie propagację spękania i podział próbki skalnej na 2 części. W ten sposób próbka traciła ciągłość, a co za tym idzie zdolność do stawienia oporu obciążeniu punktowemu. Średnia siła, przy której dolomit ulegał zniszczeniu, wyniosła ok 20,0 kN.

Wszystkie testy, których wyniki wykorzystano w pracach, wraz ze zmierzonymi wartościami średnimi zestawiono w Tab. 1.

Z powodu braku możliwości badawczych niezbędne było zaczerpnięcie dodatkowych wyników testów wytrzymałościowych z literatury, do pełnego zdefiniowania parametrów modeli konstytutywnych. W pierwszej kolejności zaadoptowane zostały wyniki z testów udarowych obejmujących zderzenie dwóch płyt [102–104]. W próbie takiej cylindryczny sabot o znanych parametrach mechanicznych wykonany, np. z aluminium i napędzony przez działko wysokociśnieniowe uderza w precyzyjnie równoległe ułożoną płytę wykonaną z materiału badanego utwierdzonego na krawędziach w dostosowanym do tego celu stanowisku. Uderzenie wywołuje powstanie prostopadłej do powierzchni próbki fali rozciągającej, powodując ruch cząstek drugiej swobodnej płaszczyzny badanego materiału, który jest rejestrowany za pomocą szybkiego czujnika laserowego VISAR pozwalając na odczyt prędkości punktu powierzchni próbki. Zastosowanie odpowiednich przeliczeń zgodnie z teorią Rankinea–Hugoniota [105] pozwala na wyznaczenie panującego w materiale ciśnienia oraz odpowiadającego mu odkształcenia objętościowego dla różnych wartości tego odkształcenia. Dodatkowe wyniki zostały wybrane w taki sposób, aby spełnione było założenie o zbliżonej gęstości nienaruszonego materiału do tej zmierzonej w ramach realizacji pracy doktorskiej. Opis zastosowania tych punktów do kalibracji równania stanu (ang. *equation of state*, EOS) przedstawiono w rozdziale 5.

W celu rozszerzenia aplikacyjności wyznaczonych modeli o szerokie spektrum obciążeń przy różnym stopniu skrępowania poprzecznego próbki, bazując na pracach innych badaczy, zaadoptowano dodatkowe wyniki do testów analogicznych dla tych wykonanych w ramach niniejszej pracy, m. in. dla ścisnienia trójosiowego. Ponieważ maksymalna wartość ciśnienia okólnego w badaniach autorskich ograniczona była do wartości $\sigma_2 = \sigma_3 = 25,0$ MPa poprzez zastosowaną aparaturę badawczą, a oddziaływanie naprężeń głównych σ_2 oraz σ_3 w warunkach obciążeń wywołanych falą wybuchu znacznie się intensyfikuje, wykorzystano dodatkowe wyniki z prac [9,13,106], w których rozpatrywano wartości ciśnienia okólnego do 200,0 MPa. Warunkiem wyboru tych wyników była zgodność wytrzymałości maksymalnej $f'_{T_{XC}}$ badanych

skął nieprzekraczającej 15,0% z odpowiadającymi im wynikami autorskimi dla zakresu ciśnień do 25,0 MPa. Podejście to pozwoliło na zminimalizowanie możliwości zaadaptowania wyników dla materiału o zupełnie innych właściwościach wytrzymałościowych niż te wykazywane przez badany dolomit. Co więcej, dzięki temu, że we wspomnianych pracach przedstawiono pełny przebieg krzywych różnicy naprężeń głównych od odkształcenia osiowego, możliwe było wykreślenie uogólnionego przebiegu tej krzywej w fazie osłabienia dla dolomitu badanego przez autorów. Tak uzyskany zakres krzywej zaadaptowany został po przekroczeniu wytrzymałości maksymalnej do kalibracji parametrów kontrolujących ewolucję uszkodzenia w modelach konstytutywnych.

Tab. 1. Opis testów eksperymentalnych wykorzystanych do kalibracji modeli konstytutywnych [P1 – P4], [107]

Eksperyment	Wyznaczone parametry	Uzyskana wartość
Jednoosiowe ściskanie – statyczne [P1, P2, P4] Dalej zwane „UC”	Wytrzymałość na ściskanie, f_c' Statyczny moduł sprężystości, E_{static} Współczynnik sprężystości objętościowej, K_{static} Współczynnik Poissona, ν	$f_c' = 212$ MPa $E_{static} = 16016$ MPa $K_{static} = 7730$ MPa $\nu = 0,25$ [-]
Jednoosiowe ściskanie – dynamiczne dla różnych szybkości odkształcenia Dalej zwane „DUC”	Wytrzymałość na ściskanie w warunkach dynamicznych, f_{cD}' Dynamiczny moduł sprężystości, E_{dyn} Krzywa umocnienia DIF (Dynamic Increase Factor) dla ściskania, DIF_c	$f_{cD}'(66,0 s^{-1}) = 277,0$ MPa $f_{cD}'(78,0 s^{-1}) = 286,0$ MPa $f_{cD}'(94,0 s^{-1}) = 295,0$ MPa $f_{cD}'(124,0 s^{-1}) = 321,0$ MPa $E_{dyn} = 16016$ MPa
Trójosiowe ściskanie przy ciśnieniu okólnym 10,0, 17,5 oraz 25,0 MPa Dalej zwane „TXC”	Wytrzymałość na ściskanie w warunkach trójosiowego stanu naprężenia dla ciśnień: 10,0 MPa / 17,5 MPa / 25,0 MPa, f_{TXC}' Współczynnik sprężystości objętościowej, $K_{static,TXC}$	$f_{TXC=10 MPa}' = 245,0$ MPa $f_{TXC=17,5 MPa}' = 284,2$ MPa $f_{TXC=25 MPa}' = 297,5$ MPa $K_{static,TXC} = 22803,0$ MPa
Test rozciągania metodą brazylijską – statyczny Dalej zwane „BT”	Wytrzymałość na rozciąganie w warunkach statycznych f_t' Współczynnik intensywności naprężenia, K_{IC} Energia pęknięcia, G_f	$f_t' = 5,2$ MPa $K_{IC} = 1,115$ MPa·m ^{1/2} $G_f = 0,662$ J
Test rozciągania metodą brazylijską – dynamiczny dla różnych szybkości odkształcenia Dalej zwane „DBT”	Wytrzymałość na rozciąganie w warunkach dynamicznych f_{tD}' Krzywa umocnienia DIF (Dynamic Increase Factor) dla rozciągania, DIF_t	$f_{tD}'(241,0 s^{-1}) = 37,6$ MPa $f_{tD}'(332,0 s^{-1}) = 42,4$ MPa
Trójpunktowe zginanie próbki cylindrycznej z nacięciem Dalej zwane „SCBT”	Statyczny moduł sprężystości w warunkach rozciągania, $E_{staticT}$ Wytrzymałość na rozciąganie w warunkach statycznych, f_{tSCBT}' Energia pęknięcia, G_f Współczynnik intensywności naprężeń, K_{IC}	$E_{staticT} \sim 8000$ MPa $f_{tSCBT}' = 7,0$ MPa $K_{IC} = 1,67$ MPa·m ^{1/2} $G_f = 0,34$ J
Jednoosiowe cykliczne ściskanie – statyczne Dalej zwane „UCC”	Statyczny moduł sprężystości w warunkach ściskania, E_{static} Statyczny moduł sprężystości przy odciążeniu, $E_{static,unload}$	$E_{static} = 16016$ MPa $E_{static,unload} \sim 18100$ MPa
Dodatkowe testy do kalibracji		
Test uderzenia kulki łozyskowej w próbkę cylindryczną	Test maksymalnej siły punktowej potrzebnej do inicjacji fragmentacji, F_{max}	$F_{max} = 20,0$ kN
Testy ultrasonograficzne	Prędkość fali wzdłużnej, V_p Prędkość fali poprzecznej V_s	$V_p = 4830$ m/s $V_s = 1660$ m/s
Test fragmentacji bloku skalnego	Stan spękania po realizacji detonacji ładunku wybuchowego	
Wyniki testów zaczerpnięte z literatury		
Test płyta – płyta	Zależność ciśnienia od odkształceń objętościowych dla ekstremalnych ciśnień do 8 GPa,	
Statyczne ściskanie hydrostatyczne		
Trójosiowe ściskanie przy ciśnieniu okólnym przekraczającym 25 MPa (do 600 MPa) Dalej zwane „TXC”	Wytrzymałość na ściskanie w warunkach trójosiowego stanu naprężenia dla ciśnień powyżej 25,0 MPa	

Powyższe zestawienie testów eksperymentalnych potwierdza, że skała charakteryzuje się dużą złożonością i do jej poprawnego opisu zachowania w analizach symulacyjnych należy

pozyskać i wyznaczyć szereg niezbędnych stałych materiałowych. Powyższe testy można dodatkowo uszczegóławiać, m.in. o badania wpływu anizotropii materiału czy wpływu wielkości próbki. Dodatkowo, bardziej zaawansowane modele wymagają przebadania modeli w warunkach rozciągania dwu- oraz trójosiowego [69,108], a także ściskania w warunkach prawdziwie trójosiowego stanu naprężenia z wykorzystaniem próbek prostopadłościennych [7,12,109]. Ewentualne badania w tym zakresie będą prowadzone w przyszłości.

5. Opis modeli konstytutywnych oraz procedury ich kalibracji

W niniejszym rozdziale skupiono się na opisie wybranych modeli konstytutywnych, dla których przedstawiono dokładny proces kalibracji, do każdego z nich dodając autorskie metody wyznaczania krytycznych parametrów, które zazwyczaj pomijane są w literaturze. Pełny opis modeli można znaleźć w przedstawionych przy opisach pracach źródłowych. W poniższej pracy skupiono się na trzech wybranych modelach konstytutywnych, charakteryzujących się różnym stopniem skomplikowania. Kierowano się jednak założeniem, że modele mają być komercyjnie dostępne w więcej niż jednym środowisku obliczeniowym. Do analiz wybrano następujące modele:

- Karagozian Case Concrete model (KCC)
- Johnson - Holmquist Concrete (JHC)
- Johnson - Holmquist Ceramics (JH-2)

Z racji, że model JH-2 nie stanowi głównego elementu i wkładu doktoranta w powstałą rozprawę oraz z istotnego podobieństwa do wcześniej opisanego modelu JHC, w niniejszym paragrafie pominięto szczegółowy opis jego założeń konstytutywnych oraz procedury szacowania parametrów, a skupiono się głównie na modelach KCC i JHC. Niemniej jednak więcej informacji na temat modelu JH-2 można znaleźć w pracach [64,110,111]. Model JH-2 został wykorzystany na etapie finalnego porównania trzech modeli, a także do przedstawienia potencjalnej aplikacji modelu do modelowania strzelań dołowych.

Podsumowanie modeli wraz z zaprezentowaną oceną ich potencjału do wykorzystania przy modelowaniu skał zestawiono w Tab. 2.

5.1. Opis modelu Karagozian Case Concrete (KCC)

Opis podstaw teoretycznych modelu bazuje na pracach źródłowych [112,113]. Model KCC jest modelem konstytutywnym bazującym na trzech niezmiennikach tensora naprężenia, który opisuje wytrzymałość materiału poprzez trzy zależne od ciśnienia powierzchnie zniszczenia. Są to odpowiednio powierzchnie: początku uplastycznienia $\Delta\sigma_y$, wytrzymałości maksymalnej $\Delta\sigma_m$ oraz wytrzymałości resztkowej $\Delta\sigma_r$ (Rys. 4a). Powierzchnie te odpowiadają punktom charakterystycznym na krzywej naprężenie – odkształcenie zgodnie z Rys. 1. W przypadku modelu KCC deformacje objętościowe, kontrolowane przez równanie stanu, a także deformacje postaciowe, ograniczane przez wspomniane powierzchnie zniszczenia w przestrzeni $\Delta\sigma - p$ obliczane są przez model niezależnie i dane są wzorami [112,113]:

$$\Delta\sigma_i = a_{0i} + \frac{p}{a_{1i} + a_{2i}p}, \text{ gdzie } i = y, m, r \quad (2)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3)$$

$$\Delta\sigma = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (4)$$

gdzie: a_{1i} to współczynniki determinujące kształt powierzchni zniszczenia $\Delta\sigma_i$; J_2 to drugi niezmiennik dewiatora tensora naprężenia, $\Delta\sigma$ to zredukowana różnica naprężeń głównych obliczane zgodnie z (4); $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ to główne składowe tensora naprężenia. Powierzchnie zniszczenia określone równaniami (2) wiążą ze sobą stan dewiatorowy naprężenia $\Delta\sigma$ jako funkcję ciśnienia wewnętrznego p panującego w materiale i ograniczają maksymalne wartości różnicy naprężenia maksymalnego i minimalnego dopuszczalnego przez model. W momencie, gdy dopuszczalne wartości naprężenia są przekraczane, w modelu zainicjowana jest akumulacja uszkodzeń, a wytrzymałość materiału jest aproksymowana pomiędzy powierzchniami początku plastyczności $\Delta\sigma_y$ i maksymalną $\Delta\sigma_m$ w zakresie umocnienia odkształceniowego, oraz pomiędzy powierzchniami maksymalną $\Delta\sigma_m$ i resztkową $\Delta\sigma_r$ po przekroczeniu wytrzymałości maksymalnej w fazie osłabienia, w której obserwowany jest spadek zdolności próbki do przeciwstawiania się zewnętrznym obciążeniom. Graficzna interpretacja tego algorytmu przedstawiona jest na Rys. 4b.

Opisana interpolacja wytrzymałości modelowanego materiału kontrolowana jest przez funkcję akumulacji uszkodzeń. Nie ma ona interpretacji fizycznej, ale bazuje na przyrostach odkształceń plastycznych narastających w trakcie deformacji. Numeryczna implementacja funkcji uszkodzenia powiązana jest z tensorem szybkości odkształcenia plastycznego, który wraz z funkcją ewolucji uszkodzenia służy do obliczenia szybkości akumulacji uszkodzenia $\dot{\lambda}$ zgodnie ze wzorem [112,113]:

$$\dot{\lambda} = h(p)\dot{\bar{\epsilon}}^p \quad (5)$$

gdzie: $\dot{\bar{\epsilon}}^p$ to efektywna szybkość odkształcenia plastycznego oraz $h(p)$ to funkcja ewolucji uszkodzenia.

Wykonanie odpowiedniego przekształcenia i całkowania tej funkcji w domenie czasu pozwala na wyznaczenie parametru ewolucji uszkodzenia λ osobno dla ściskania i osobno dla rozciągania (6) [112,113]:

$$h(\sigma) = \begin{cases} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{s}{100}\right)(r_f - 1)\right] \left(1 + \frac{p}{r_f f_t}\right)^{b_1}}, p \geq 0 \\ \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{s}{100}\right)(r_f - 1)\right] \left(1 + \frac{p}{r_f f_t}\right)^{b_2}}, p < 0 \end{cases} \quad (6)$$

gdzie: b_1 oraz b_2 to parametry skalujące i kształtujące funkcję uszkodzenia i determinujące równocześnie szybkość uwalniania energii po przekroczeniu wytrzymałości maksymalnej; r_f to funkcja umocnienia związana z szybkością odkształcenia implementowaną jako DIF; T to statyczna wytrzymałość na rozciąganie; s to współczynnik odpowiadający za skalowanie DIF natomiast $d\bar{\epsilon}^p$ to nieskończenie mały przyrost odkształceń plastycznych opisany jako $d\bar{\epsilon}^p = \sqrt{2/3 d\epsilon^p : d\epsilon^p}$. Funkcja uszkodzenia wymaga kalibracji na podstawie testów eksperymentalnych i jest niezależna od powierzchni zniszczenia. Co więcej, na potrzeby prostego zdefiniowania krzywej sterującej zniszczeniem wprowadzono bezwymiarowy parametr η przyjmujący wartości od 0 do 1,0 i jest on funkcją λ . Możemy wyróżnić dwa przedziały, które kontrolują szybkość rozpraszania energii w fazie umocnienia ($\lambda < \lambda_m$) oraz

osłabienia ($\lambda > \lambda_m$), a punktem stanowiącym przejście pomiędzy tymi stanami jest wartość $\eta = 1,0$ dla $\lambda = \lambda_m$. Przykładowa funkcja uszkodzenia przedstawiona została na Rys. 4b. Interpretacja skalarnego indeksu akumulacji uszkodzenia realizowanego w kodzie numerycznym LS-Dyna odbywa się dla modelu KCC poprzez wyświetlenie zredukowanych odkształceń plastycznych, a sama wartość liczona jest na podstawie następującego równania [112,113]:

$$\delta = \frac{2\lambda}{\lambda + \lambda_m} \quad (7)$$

Kluczowym aspektem, z punktu widzenia odwzorowania zniszczenia, jest normalizacja wielkości elementów związana z długością charakterystyczną pasma pęknięcia l_{loc} zaimplementowana w modelu KCC w następujący sposób [112,113]:

$$l_{loc} = \begin{cases} (V_{loc}^{1/3}/4)^{1,05}, & \text{for } w_{loc}^3 \leq V_{loc} \leq 62,5 \\ (2,5)^{1,05}, & \text{for } V_{loc} > 62,5 \\ (w_{loc}/4)^{1,05}, & \text{for } V_{loc} < w_{loc}^3 \end{cases} \quad (8)$$

gdzie: V_{loc} to objętość elementu a w_{loc} to szerokość lokalizacji pęknięcia i jest stosowany wyłącznie, gdy $w_{loc}^3 > V_{loc}$. Parametr ten jest dzielnikiem stosowanym do kontroli intensywności osłabienia materiału poprzez skalowanie znormalizowanego parametru ewolucji uszkodzenia λ_r zgodnie z równaniem [112,113]:

$$\lambda_r = \begin{cases} \lambda, & \text{for } \lambda_l \leq \lambda_m \text{ or } I \leq 5 \\ \lambda_m + (\lambda - \lambda_m)/l_{loc}, & \text{for } \lambda_l > \lambda_m \text{ or } 5 \geq I \geq 13 \end{cases} \quad (9)$$

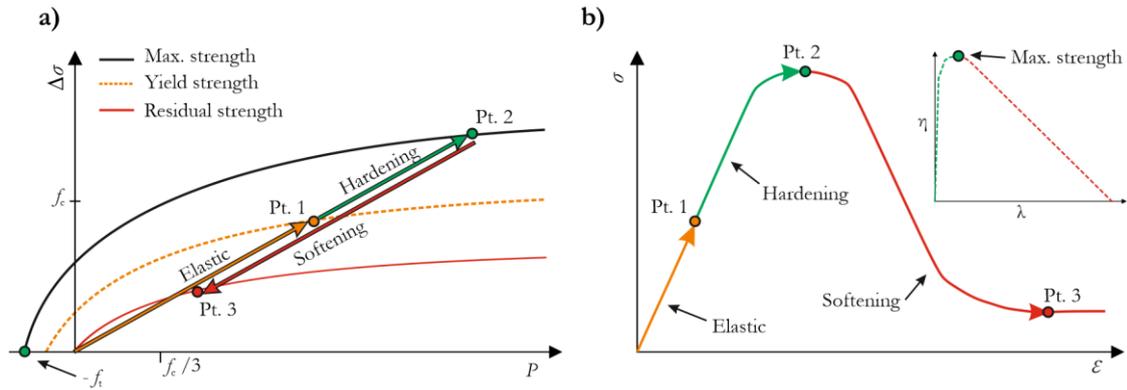
Aby uwzględnić deformacje objętościowe, w modelu KCC zaimplementowane zostało 10-punktowe fragmentaryczne równanie EOS bazujące na nieliniowej zależności ciśnienia w materiale od odkształcenia objętościowego ε_v oraz od modułu odciążenia. Pozwala to na uwzględnienie energii rozpraszanej w wyniku tarcia wewnętrznego i uniezależnienia modułu odciążenia od objętościowego modułu sztywności w całym zakresie zdefiniowanych ciśnień. Równanie to można uogólnić wzorem [114]:

$$p = C(\varepsilon_v) + \gamma H(\varepsilon_v)E \quad (10)$$

gdzie: ε_v to odkształcenia objętościowe; H to dodatkowa bez jednostkowa funkcja tabularyczna skalująca ciśnienie; K to moduł sztywności objętościowej przy odciążeniu natomiast E to energia wewnętrzna będąca efektem deformacji. Wprowadzenie 10 predefiniowanych punktów pozwala na wyznaczenie aktualnego ciśnienia panującego w modelu wynikającego z deformacji zgodnie ze wzorem [112,113]:

$$p = p^{EOS} + K\Delta\varepsilon_v^e \quad (11)$$

Zaletą modelu KCC jest możliwość automatycznego generowania parametrów, bazując wyłącznie na wartości f'_c , przy czym są one skalowane na podstawie testów eksperymentalnych wykonanych dla betonów o różnej klasie wytrzymałości, gdzie pęknięcie jest mniej intensywne niż w przypadku skał [112,115].



Rys. 4. Graficzna reprezentacja powierzchni zniszczenia w modelu konstytutywnym KCC (a) oraz interpretacja obliczenia ewolucji uszkodzenia w tym modelu (b) (źródło: opracowanie własne)

5.2. Opis modelu Johnson Holmquist Concrete (JHC)

Model JHC jest częściowo empirycznym modelem konstytutywnym, przeznaczonym w pierwotnym założeniu do modelowania betonów poddanych dużym deformacji w warunkach wysokich szybkości odkształcenia [116]. Wypadkowe naprężenie zastępcze σ_{eq} jest w zdefiniowane jako funkcja ciśnienia p , szybkości odkształcenia $\dot{\epsilon}$ oraz uszkodzenia D . Oba parametry, tj. ciśnienie $P^* = p/f'_c$ oraz naprężenie zastępcze $\sigma^* = \sigma_{eq}/f'_c$, są znormalizowane przez wartość wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie f'_c . Maksymalna powierzchnia zniszczenia jest w tym przypadku opisana równaniem [116]:

$$\sigma^* = [A(1 - D) + BP^{*N}][1 + C \ln \dot{\epsilon}^*] \quad (12)$$

gdzie: f'_c to wytrzymałość materiału na jednoosiowe ściskanie; A to parametr określający spistość materiału; B i N są odpowiednio współczynnikiem i wykładnikiem kontrolującym kształt powierzchni zniszczenia; P^* to znormalizowane ciśnienie; D to współczynnik akumulacji uszkodzeń (przyjmujący wartość 0,0 dla materiału nieuszkodzonego oraz wartość 1,0 dla materiału w pełni uszkodzonego); $\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0$ to bezwymiarowy parametr określający wynikową szybkość odkształcenia (gdzie $\dot{\epsilon}$ jest rzeczywistą obliczoną przez model szybkością odkształcenia i $\dot{\epsilon}_0$ jest referencyjną szybkością odkształcenia zmierzoną w próbach quasi-statycznych), natomiast C jest współczynnikiem skalującym intensywność umocnienia dynamicznego materiału. Wytrzymałość materiału na rozciąganie w modelu JHC została zaimplementowana jako wartość ciśnienia hydrostatycznego, któremu materiał jest w stanie się przeciwstawić bez kumulacji uszkodzeń, i jest równe $T^* = T/f'_c$ [116]. Graficzna reprezentacja powierzchni zniszczenia przedstawiona jest na rys. 5a.

Uszkodzenie w modelu jest funkcją agregującą przyrost odkształcenia plastycznego oraz przyrost plastycznego odkształcenia objętościowego [116]:

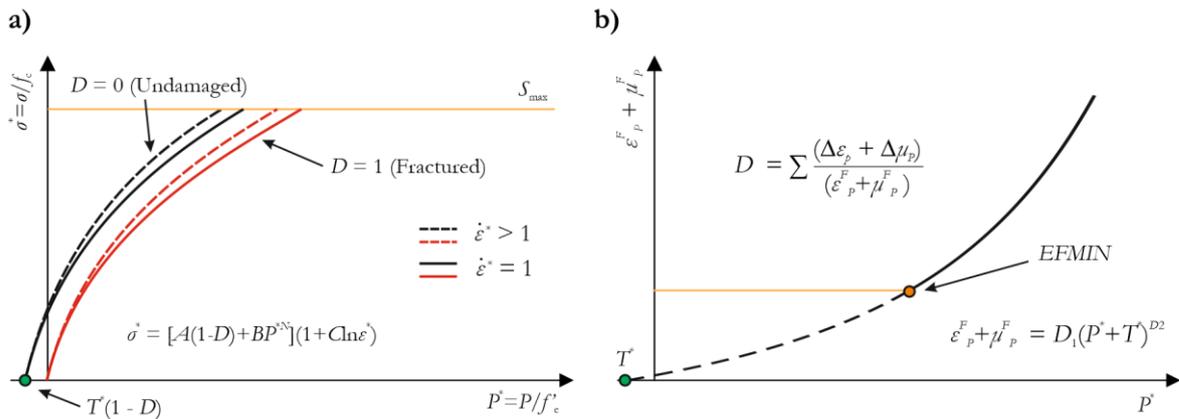
$$D = \sum \frac{\Delta \epsilon_p + \Delta \mu_p}{\Delta \epsilon_p^f + \Delta \mu_p^f} \quad (13)$$

gdzie: $\Delta \epsilon_p$ and $\Delta \mu_p$ to odpowiednio przyrosty zastępczych odkształceń plastycznych oraz plastycznych odkształceń objętościowych, natomiast $\epsilon_p^f + \mu_p^f$ to suma obu wskazanych

odkształceń plastycznych, które po przekroczeniu przy stałym ciśnieniu powodują narastanie uszkodzeń w materiale i są określone jako [116]:

$$\Delta\varepsilon_p^f + \Delta\mu_p^f = D_1(P^* + T^*)^{D_2} \geq EFMIN \quad (14)$$

gdzie: D_1 i D_2 to współczynniki definiujące zmianę ewolucji uszkodzenia wyznaczone poprzez dopasowanie części osłabienia krzywej naprężenie – odkształcenie do wyników testów eksperymentalnych; $EFMIN$ to wartość minimalnych odkształceń plastycznych, które muszą wystąpić w materiale, zanim zacznie się generowanie osłabienia w modelu. Głównym ograniczeniem modelu JHC jest fakt, że w modelu nie mogą narastać żadne odkształcenia plastyczne dla ciśnienia $P^* = -T^*$. Graficzną interpretację obliczania uszkodzenia przedstawiono na rys. 5b.



Rys. 5. Graficzna reprezentacja powierzchni zniszczenia w modelu konstytutywnym JHC (a) oraz interpretacja obliczania ewolucji uszkodzenia w tym modelu (b) (źródło: opracowanie własne)

Podobnie jak pozostałe modele dla materiałów kruchych (w tym opisany wcześniej KCC), model JHC oblicza składowe naprężenia wynikające ze stanów hydrostatycznego oraz dewiatorowego osobno. W tym przypadku równanie stanu wiążące ciśnienie i odkształcenia objętościowe dzieli się na trzy osobno definiowane zakresy: sprężysty (I), w którym deformacja jest w pełni odwracalna, zakres kompaktacji (II), podczas której zamykają się wszelkie pustki i pory w materiale, oraz zakres solidyfikacji, w którym następuje nagły przyrost sztywności, a materiał zachowuje się jak medium bez żadnych niedoskonałości (III) [116]. Zakresy te można opisać za pomocą równań [116]:

$$P = \begin{cases} K\mu, (I) \\ P_{crush} + K_{lock}(\mu - \mu_{crush}), (II) \\ K_1\bar{\mu} + K_2\bar{\mu}^2 + K_3\bar{\mu}^3, (III) \end{cases} \quad (15)$$

gdzie: K to współczynnik sprężystości objętościowej; $K = P_{crush}/\mu_{crush}$; μ_{crush} to odkształcenia objętościowe przy granicy sprężystości; P_{crush} to ciśnienie odpowiadające wartości uzyskanej przy statycznej wytrzymałości na ściskanie f'_c , $\mu = \rho/\rho_0 - 1$; ρ oraz ρ_0 to kolejno aktualna i początkowa gęstość materiału służąca do wyznaczenia odkształceń objętościowych; P_{lock} to ciśnienie panujące w materiale, gdy uznaje się, że wszelkie niedoskonałości i pory (koniec zakresu II) zostały już zamknięte; μ_{plock} to odkształcenie

objętościowe przy ciśnieniu P_{lock} ; $\bar{\mu}$ to zmodyfikowane odkształcenia objętościowe wykorzystane w trzecim zakresie III obliczane zgodnie z równaniem $\bar{\mu} = (\mu - \mu_{lock}) / (1 + \mu_{lock})$.

5.3. Opis modelu Johnson Holmquist Ceramics (JH-2)

Dokładna procedura szacowania parametrów dla trzeciego z modeli, tzn. modelu JH-2, szczegółowo została przedstawiona w pracy [P4]. Model JH-2 został wykorzystany na etapie finalnego porównania trzech modeli, a także do przedstawienia potencjalnej aplikacji modelu do modelowania strzelań dołowych. Z racji, że model JH-2 nie stanowi głównego elementu i wkładu doktoranta w powstałą rozprawę oraz z istotnego podobieństwa do wcześniej opisanego modelu JHC, w niniejszym paragrafie przedstawiono jego skrócony opis uwzględniając tylko kluczowe informacje.

Model JH-2 to model pół-empiryczny bazujący na powierzchniach zniszczenia definiowanych w przestrzeni ciśnienia i różnicy naprężeń głównych oraz na wielomianowym równaniu EOS wiążącym ciśnienie i odkształcenia objętościowe. Cechuje się on istotnym podobieństwem do modelu JHC [117].

W modelu tym dwie powierzchnie zniszczenia: nienaruszona i w pełni uszkodzona opisane zostały równaniami [117]:

$$\sigma_I^* = A(P^* + T^*)^N [1 + C \ln \varepsilon^*] \quad (16)$$

$$\sigma_F^* = B(P^*)^M [1 + C \ln \varepsilon^*] \quad (17)$$

gdzie: A, B, N, M to współczynniki empiryczne określające kształt powierzchni zniszczenia; C to współczynnik umocnienia dynamicznego; ε^* to odniesienie aktualnej szybkości odkształcenia do wartości referencyjnej; P^* to ciśnienie znormalizowane przez ciśnienie w punkcie Hugoniota P_{HEL} ; $\sigma_{I,F}^*$ to różnica naprężeń głównych znormalizowana przez naprężenie w punkcie Hugoniota σ_{HEL} ; T^* to maksymalne znormalizowane ciśnienie hydrostatyczne przy rozciąganiu.

Ewolucja uszkodzenia w modelu jest funkcją efektywnych odkształceń plastycznych ε_p . Powoduje ona utratę wytrzymałości na skutek gładkiego przejścia pomiędzy powierzchniami zniszczenia zgodnie z równaniem [117]:

$$\sigma_D^* = \sigma_I^* - D(\sigma_I^* - \sigma_F^*) \quad (18)$$

gdzie: D to parametr akumulacji uszkodzeń przyjmujący wartość od 0,0 do 1,0.

Tab. 2. Cechy charakterystyczne rozpatrywanych modeli konstytutywnych dla skal

Parametr	KCC	JHC	JH-2
Liczba powierzchni zniszczenia	Trzy niezależne powierzchnie zniszczenia: plastyczna, maksymalna i reszkowa	Jedna powierzchnia zniszczenia kontrolowana poprzez skalarną wartość kumulacji uszkodzeń	Trzy niezależne powierzchnie zniszczenia: nienaruszona, uwzględniająca uszkodzenia i dla materiału w pełni zniszczonego: (ograniczenie wytrzymałości reszkowej przez SFMAX)
Parametr akumulacji uszkodzenia	Zmodyfikowana funkcja odkształceń plastycznych i objętościowych	Zredukowane odkształcenie plastyczne i objętościowe	Zredukowane odkształcenie plastyczne
Równanie stanu EOS	W pełni definiowane fragmentaryczne 10-pt równanie EOS z uwzględnieniem zmiany modułu odciążenia	Trzy zakresy równania EOS obejmujące zakres sprężysty, kompaktacji porów oraz dla w pełni skompresowanego materiału	Uprozczone wielomianowe równanie EOS z inkrementalnym przyrostem ciśnienia
Liczba parametrów kontrolujących uszkodzenie	3 ($b_{1,2,3}$) oraz dodatkowa fragmentaryczna krzywa uszkodzenia (13-pt)	2 (D_1 oraz D_2), limitowanie uszkodzenia za pomocą EFMIN	2 (D_1 oraz D_2)
Wpływ szybkości odkształcenia	Asymetryczna dla ściskania i rozciągania funkcja DIF skalująca wytrzymałość materiału	Funkcja logarytmiczna	Funkcja logarytmiczna
Odwzorowanie zniszczenia na skutek rozciągania	Progresywna degradacja sztywności powyżej zdefiniowanego ciśnienia maksymalnego przy f_t	Brak degradacji sztywności po przekroczeniu f_t	Progresywna degradacja sztywności – uszkodzenie nie jest akumulowane powyżej T^* oraz gdy materiał jest w pełni uszkodzony
Dodatkowe właściwości i możliwości	Normalizacja wielkości element poprzez “wielkość lokalizacji pęknięcia”, Odwzorowanie dylatacji skały, Osobne definiowanie szybkości degradacji sztywności dla rozciągania i ściskania, bazujące na eksperymentalnie wyznaczonej energii pęknięcia	Wysoka stabilność modelu w warunkach obciążeń ściskających dla całego zakresu szybkości odkształcenia	Możliwość odwzorowania zmiany charakteru pęknięcia z kruchości na quasi-plastyczny
Eksperymenty wymagane do kalibracji	Ściskanie hydrostatyczne (statyczne) Test płyta – płyta (shock) Jednoosiowe (statyczne/dynamiczne) oraz trójosiowe (statyczne) ściskanie Rozciąganie metodą brazylijską (statyczne/dynamiczne) Test propagacji spękania (Zginanie próbki półwałcowej z nacięciem)	Ściskanie hydrostatyczne (statyczne) Jednoosiowe (statyczne/dynamiczne) oraz trójosiowe (statyczne) ściskanie Rozciąganie metodą brazylijską (statyczne/dynamiczne) Ściskanie cykliczne (statyczne)	Test płyta – płyta (shock) Jednoosiowe (statyczne/dynamiczne) oraz trójosiowe (statyczne) ściskanie Rozciąganie metodą brazylijską (statyczne/dynamiczne)
Całkowita liczba parametrów	24 + krzywa uszkodzenia (13 par punktów) + EOS (10 punktowa fragmentaryczna funkcja oraz moduł odciążenia)	22	20
Wady modelu odkryte na etapie kalibracji i walidacji modeli, a które pominięto w literaturze	Brak możliwości zdefiniowania szczegółowej krzywej uszkodzenia przy jednoczesnym zachowaniu dużej kruchości materiału – powoduje niestabilne deformacje [P2]	Konieczność skalowania parametru T^* od wielkości elementu [P4]	Znikomy efekt skalowaniu wytrzymałości w obciążeniach trójosiowych, skutkujący niedoszacowaniem umocnienia dynamicznego w złożonych stanach naprężenia

5.4. Opis szacowania parametrów wybranych modeli konstytutywnych

Ogólna metodologia szacowania parametrów dla większości modeli konstytutywnych opisujących materiały kruche jest zbliżona do siebie, a do elementów wspólnych dla każdego modelu można zaliczyć:

- Wyznaczenie powierzchni limitujących (powierzchni zniszczenia) poprzez znalezienie najlepszego przybliżenia funkcji równań konstytutywnych do odpowiadających im wyników testów eksperymentalnych w przestrzeni dewiatorowej.
- Wyznaczenie stałych sprężystych materiału oraz określenie charakterystyki zmiany ciśnienia obserwowanego w materiale w wyniku zmiany jego objętości dla wybranych testów, a następnie oszacowanie parametrów sterujących kształtem równań stanu EOS tak, aby przecinały wyznaczone punkty z eksperymentów (statycznych bądź dynamicznych).
- Określenie funkcji umocnienia dynamicznego materiału oraz przybliżenie parametrów sterujących umocnieniem w modelu konstytutywnym tak, aby wzrost wytrzymałości skały wynikający ze skalowania powierzchni zniszczenia za pomocą parametrów modelu konstytutywnego pokrywał się ze wzrostem wytrzymałości obserwowanym w testach eksperymentalnych.
- Oszacowanie parametrów kontrolujących uszkodzenie poprzez dopasowanie zakresu deformacji plastycznej do charakterystyk naprężenie – odkształcenie wyznaczonych w różnych warunkach obciążeń, ze szczególnym zwróceniem uwagi na testy trójosiowe oraz testy rozciągania.
- Walidacja wyznaczonych parametrów z wykorzystaniem prostych testów symulacyjnych oraz wprowadzenie zmian przybliżających rezultaty z symulacji wyników eksperymentalnych.
- Walidacja wyznaczonych parametrów w symulacjach pełnowymiarowych testów laboratoryjnych, których wyniki wykorzystano na etapie szacowania parametrów danych modeli konstytutywnych.

W niniejszym paragrafie omówiono i przedstawiano szczegółowo procedurę szacowania parametrów dla dwóch modeli konstytutywnych: KCC i JHC dla dolomitu. Pominęto szczegółowy opis metodyki w celu wypracowania stałych dla modelu JH-2, z racji, że główne osiągnięcie i wkład doktoranta w powstałe niniejsze opracowanie bazuje przede wszystkim na dwóch pozostałych modelach konstytutywnych.

5.4.1. Kalibracja i walidacja modelu Karagozian Case Concrete

W pracy [P1] szczegółowo opisano strategię wyznaczania parametrów dla modelu KCC. Jest ona wieloetapowa, a prace źródłowe mówią o tym, aby w pierwszej kolejności wyznaczyć parametry powierzchni zniszczenia [113]. Aby to osiągnąć, na bazie wyników testów eksperymentalnych BT, UC oraz TXC wyznaczone są punkty w trójwymiarowej przestrzeni dewiatorowej zależnej od ciśnienia $\Delta\sigma - p$ zgodnie z równaniami (2) oraz (3). Z każdej krzywej eksperymentalnej uzyskamy 3 charakterystyczne punkty, które można przypisać do powierzchni zniszczenia zgodnie z kolejnością $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_m$, $\Delta\sigma_r$. Są to wartości różnicy naprężenia głównego, przy którym następuje inicjacja rozwoju spękań, naprężenie maksymalne

dla danego testu, po przekroczeniu którego następuje niekontrolowany rozwój i rozrost pęknięć oraz wzrasta wytrzymałość resztkowa. Odpowiadają one punktom z uogólnionej krzywej deformacji skały z Rys. 1. Punkty te są następnie aproksymowane za pomocą trzech głównych równań konstytutywnych modelu KCC (2) na pomocą autorskiego skryptu bazującego na iteracyjnej minimalizacji błędu średniokwadratowego. Z powodu braku wyników testów eksperymentalnych dla ciśnień okólnych powyżej 25,0 MPa, zaadaptowano dodatkowe literaturowe dane z prac [9,12,118] dla ciśnień okólnych sięgających 200,0 MPa. Dla tak wysokich ciśnień obserwowana jest już zmiana charakteru zniszczenia dolomitu z kruchego na quasi-plastyczny. Skutkuje to brakiem utraty zdolności dolomitu do przeciwstawienia się dużym ciśnieniom, a na krzywej naprężenie – odkształcenie nie obserwujemy spadku wytrzymałości po przekroczeniu wytrzymałości maksymalnej nawet w fazie niekontrolowanej propagacji spękań w materiale. Zmianę wytrzymałości resztkowej opisano funkcją zależną od wartości ciśnienia okólnego daną następującym wzorem [P1]:

$$\sigma_{res} = \begin{cases} \sigma_{max}(0,325 \sigma_{2,3}^{0,21}), & \text{dla } \sigma_2 = \sigma_3 < 200,0 \\ 1, & \text{dla } \sigma_2 = \sigma_3 \geq 200,0 \end{cases} \quad (19)$$

Następnym etapem było oszacowanie parametrów równania stanu EOS, które zgodnie z sugestiami w literaturze podzielone zostały na trzy charakterystyczne stany [119]. Pierwszy, liniowy zakres, definiuje sztywność materiału i ograniczony jest ciśnieniem odpowiadającym wytrzymałości f'_c dolomitu. Ponieważ podczas testów eksperymentalnych UC oraz TXC nie było możliwości rejestracji zmiany odkształceń obwodowych, a co za tym idzie obliczenia odkształceń objętościowych, do wyznaczenia stałych sprężystych dolomitu zastosowano podejście odwrotne, w którym na podstawie znajomości modułu sztywności E_{static} oraz współczynnika Poissona ν wynoszącego ok. $\nu = 0,25$ [120,121] obliczono sztywność objętościową K_{static} zgodnie ze wzorem:

$$K_{static} = \frac{E_{static}}{3(1 - 2\nu)} \quad (20)$$

Następnie, z równania $K_{static} = p/\mu$ (gdzie $\mu = \Delta V/V_0$ to odkształcenia objętościowe; ΔV to zmiana objętości a V_0 to objętość pierwotna), obliczone zostały odkształcenia objętościowe odpowiadające wytrzymałości f'_c . Model KCC nie uwzględnia zmiany sztywności materiału wywołanej działaniem ciśnienia okólnego, dlatego wartość E przyjęto jako średnią z testów UC oraz testów TXC przy ciśnieniach bocznych 10,0, 17,5 oraz 25,0 MPa. Pozwoliło to na pominięcie ograniczenia modelu poprzez ręczne skompensowanie zmiany sztywności dolomitu. Ponieważ moduł sprężystości objętościowej $K_{static_{unload}}$ przy odciążeniu materiałów kruchych jest większy niż wartość K_{static} przy obciążaniu, na bazie wyników testu jednoosiowego cyklicznego ściskania i odciążania próbki stwierdzono, że wartość $K_{static_{unload}}$ powinna być o ok. 10,0 % większa niż obliczona wartość K_{static} .

Jako że w warunkach obciążeń silnie dynamicznych moduł sztywności dolomitu rośnie nawet 3-krotnie względem wartości z testów statycznych [P4][20], trzeci zakres równania wyznaczono na bazie wyników testu płyta – płyta dla szybkości odkształcenia w zakresie powyżej $10\,000,0\text{ s}^{-1}$. Wyniki testów zaczerpnięto z literatury zgodnie z opisem w rozdziale 4. Ta część równania EOS jest prostą interpolacją testów eksperymentalnych do wartości ciśnienia

ok. 10,0 GPa za pomocą funkcji kwadratowej opisanej 4-ma równomiernie rozdystrybuowanymi punktami. Ta ograniczona liczba punktów wynika z konieczności zdefiniowania całego równanie EOS za pomocą maksymalnie 10 punktów [114]. Drugi zakres równania, będący fazą pośrednią między obciążeniami statycznymi i udarowymi i obejmujący głównie zjawiska dynamicznej deformacji skał wyznaczono tak, aby sztywność materiału na końcu tego przedziału, przy ciśnieniach odpowiadających tym z prób dynamicznych, był trzykrotnie wyższy od modułu sztywności przy testach statycznych. Przedział ten podzielono na 4 fragmenty, a następnie rozwiązano równanie, w którym $K_D^{n+1} = \alpha K_D^n$, gdzie $\alpha = 1,3762$. Podczas szacowania parametru α zwrócono szczególną uwagę, aby zachować warunki ciągłości równania EOS w punktach wspólnych z zakresem I oraz III.

W kolejnym kroku wyznaczono funkcję DIF osobno dla ściskania i dla rozciągania. W przypadku modelu KCC procedura ta jest prosta i polega na określeniu stosunku wytrzymałości dynamicznej do wytrzymałości statycznej dla danej szybkości odkształcenia. Uzyskana krzywa ma charakter fragmentaryczny i pozwala na zdefiniowanie dowolnej liczby punktów. W przypadku rozciągania zastosowano 2, a w przypadku ściskania 4 różne poziomy szybkości odkształcenia. Wyznaczony współczynnik DIF cechuje się dużą asymetrią intensywności umocnienia dynamicznego dla warunków ściskania i rozciągania. Zakresy szybkości odkształcenia, dla których nie zdefiniowano punktów eksperymentalnych, przybliżone są przez model funkcją liniową pomiędzy dwoma najbliższymi zdefiniowanymi punktami. Takie uproszczenie może jednak powodować niedoszacowanie wzrostu wytrzymałości, szczególnie przy rozciąganiu w zakresie niskich szybkości odkształcenia $\dot{\epsilon}$ do 200,0 s⁻¹.

Ostatnim, ale bardzo istotnym etapem było zaproponowanie uproszczonej kalibracji funkcji uszkodzenia kontrolującej zachowanie modelu po przekroczeniu punktu plastyczności. Podstawowymi założeniami upraszczającymi wyznaczenie tej funkcji i minimalizującymi wpływ dodatkowych czynników na jej kształt było uniezależnienie funkcji uszkodzenia danej równaniem (6) od szybkości odkształcenia ($r_f = 1,0$) oraz stanu naprężenia reprezentowanego przez parametr trójosiowości. Aby maksymalnie zniwelować wpływ kątów Lodego, skorzystano z testu trójosiowego dla najwyższego ciśnienia okólnego $\sigma_2 = \sigma_3 = 25,0 \text{ MPa}$, dla którego dostępna była pełna charakterystyka naprężenie osiowe – odkształcenie osiowe badanego dolomitu. Wartości parametrów $b_{1,2,3}$ służących do normalizacji funkcji uszkodzenia przyjęto jako 1,0, aby nie wpływały na obliczoną wartość λ z równania (21). W pierwszej kolejności odseparowano zakres plastyczny eksperymentalnej krzywej $\sigma - \epsilon$ (zakres CE na Rys. 1). Z przekształcenia równań (5) oraz (6) uzyskano wzór na parametr ewolucji uszkodzeń λ , który uzależniony jest od obliczonych odkształceń plastycznych i dany jest wzorem:

$$\lambda = \frac{1}{\left(1 + \frac{p}{f_t}\right)^{b_1}} \bar{\epsilon}^p \quad (21)$$

Brak pomiaru rzeczywistych odkształceń obwodowych wymusił konieczność obliczenia ich na bazie znanych odkształceń osiowych i współczynnika Poissona, przy uproszczeniu,

że podczas całego procesu deformacji skały jest on stały. Finalnie $\bar{\varepsilon}^p$ obliczono zgodnie z równaniami [122]:

$$\bar{\varepsilon}^p = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon^p : \varepsilon^p} = \sqrt{\frac{2}{3} [(\varepsilon_{axial}^p)^2] + 2[(\varepsilon_{radial}^p)]^2} \quad (22)$$

$$\varepsilon_{radial}^p = -\nu \varepsilon_{axial}^p \quad (23)$$

Charakter zmiany wytrzymałości dolomitu w zależności od ciśnienia okólnego nie ma cech funkcji liniowej, w związku z czym wyznaczone powierzchnie zniszczenia w modelu KCC nie przecinają idealnie w przestrzeni dewiatorowej wszystkich punktów z eksperymentu. Niezbędne było zatem skompensowanie różnic pomiędzy punktami eksperymentalnymi, a tymi wyznaczonymi z równań konstytutywnych poprzez zastosowanie autorskiej kombinacji funkcji liniowych, pozwalających na uzyskanie wartości funkcji uszkodzenia zawierających się dokładnie w przedziale od 0,0 do 1,0 zgodnie z wytycznymi modelu KCC. Tak skorygowaną funkcję uszkodzenia wprowadzono do równania (21) osobno dla fazy umocnienia i osłabienia materiału, uzyskując ostatecznie 13 punktową funkcję uszkodzenia przedstawioną na Rys. 9 (kolorem szarym), którą wykorzystano w dalszych analizach.

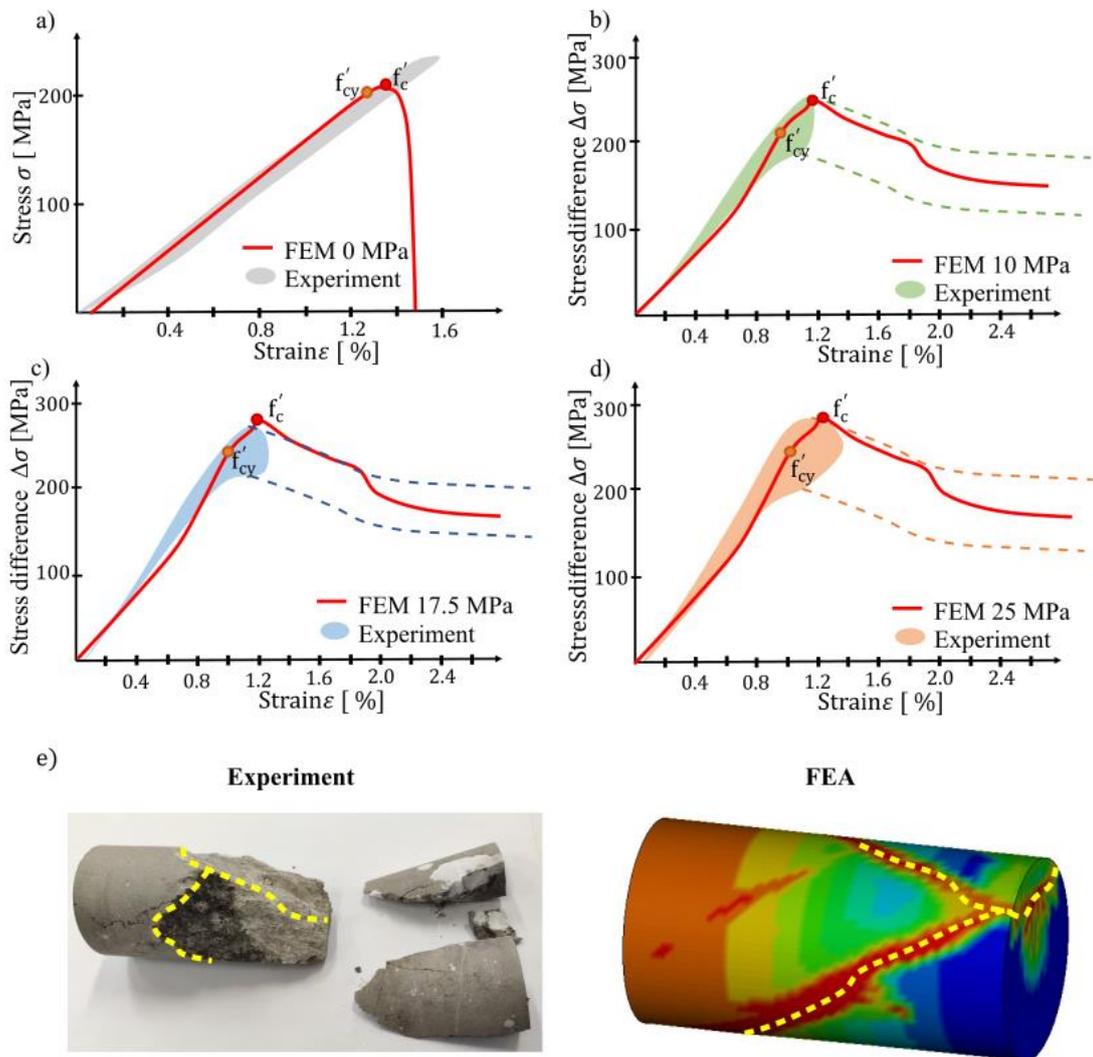
Walidację modelu dokonano poprzez odwzorowanie testów eksperymentalnych wykorzystanych podczas procesu kalibracji. Były to kolejno testy ściskania i brazylijskiego rozciągania w warunkach statycznych i dynamicznych, a także w testach trójosiowych na próbkach cylindrycznych. Wykorzystane modele numeryczne zostały szczegółowo opisane w pracy [P1], w związku z czym ich szczegółowy opis został w niniejszym opracowaniu pominięty. Należy jedynie wspomnieć, że w pracach wykorzystano innowacyjne przedstawione w kontekście skał modelowanie zjawisk statycznych za pomocą schematu dynamicznego MES z wykluczeniem efektów inercyjnych i ograniczeniem efektów falowych za pomocą specjalnie dobranych parametrów tłumienia. W metodzie tej przemieszczenie zadawane jest przez ciało sztywne, której zadano prędkość zgodnie ze wzorem [123,124]:

$$v(t) = \frac{\pi}{\pi - 2} \frac{d_{max}}{T_{load}} \left[1 - \cos\left(\frac{\pi}{2T_{load}} t\right) \right] \quad (24)$$

gdzie: d_{max} to maksymalne planowane przemieszczenie, natomiast T_{load} to czas symulacji, dla którego osiągnięte zostanie d_{max} . Kształt funkcji został dobrany w taki sposób, aby powolne narastanie prędkości nie wygenerowały w modelu fali naprężenia, a co za tym idzie, aby energia kinetyczna całej symulacji nie przekroczyła 5,0% całej energii z symulacji.

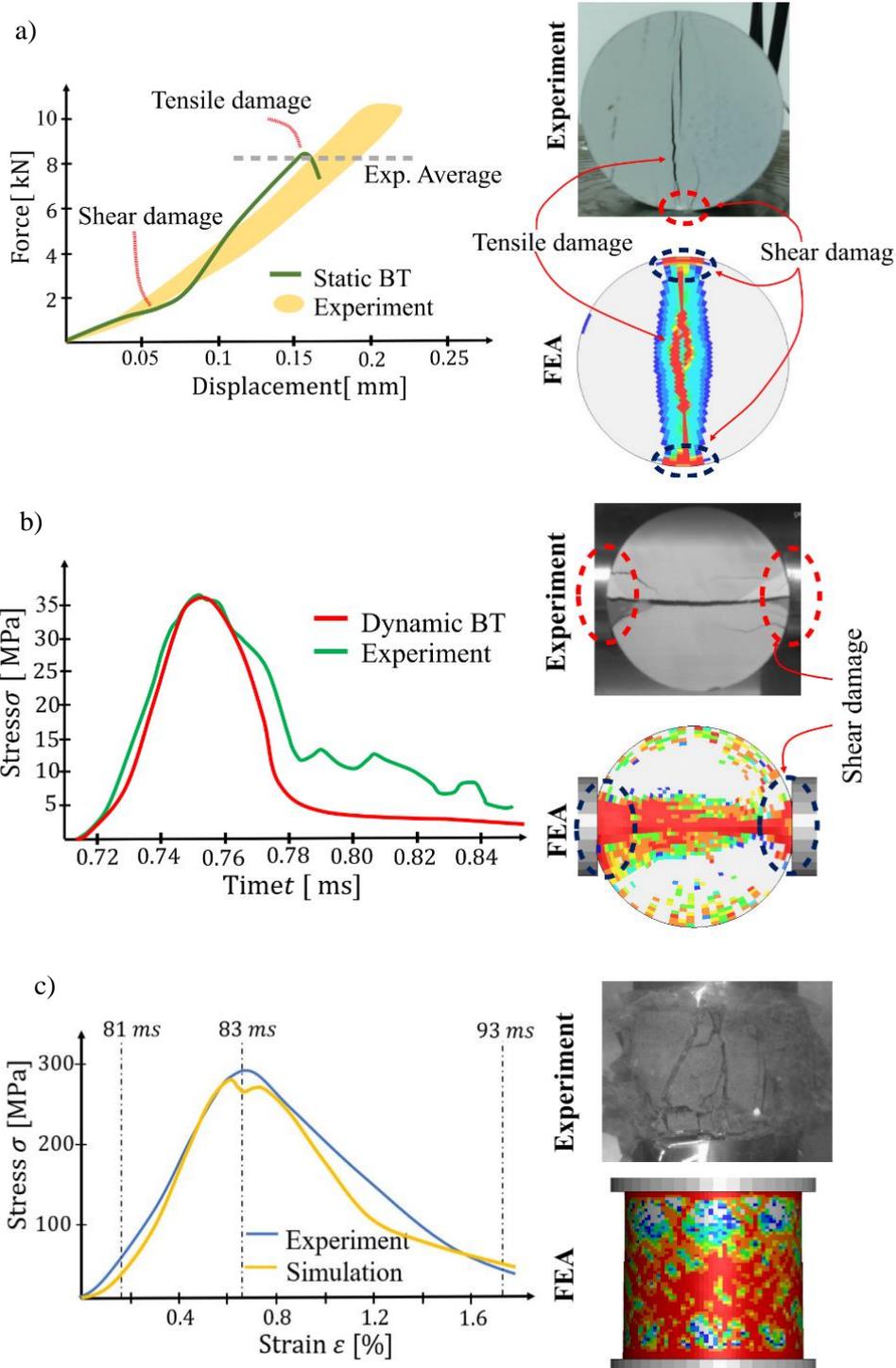
Symulacje jedno i trójosiowego ściskania pełnowymiarowych próbek cylindrycznych, odwzorowujących te zastosowane w eksperymencie jednoznacznie, wykazały, że opisany proces szacowania parametrów modelu KCC oraz uproszczonym wyznaczaniem parametrów kontrolujących ewolucję uszkodzenia pozwala na uzyskanie bardzo dobrej korelacji wyników badań rzeczywistych i symulacji numerycznych. Zarówno pod względem porównania charakterystyk wytrzymałościowych w postaci wykresów naprężenie – odkształcenie (rys. 6a-d), jak i uzyskanego spękania próbek (kształt i gęstość spękań – rys. 6e) w stanach obciążenia

bez i z obecnością ciśnienia okólnego błąd nie przekraczał 10,0% rozbieżności, w porównaniu z uśrednionymi wynikami z eksperymentów. W przypadku testów BT zgodność ilościowa i jakościowa dla statyki przedstawiono na rys. 7a. W opinii doktoranta takie rezultaty są zadowalające w przypadku organicznych materiałów geologicznych. Stan zniszczenia w przypadku testu TXC charakteryzował się powstaniem kilku płaszczyzn pęknięcia, reprezentowanych jako elementy, w których skalarny indeks zniszczenia jest równy 2,0, był niemal taki sam jak w przypadku eksperymentu. Jak wspomniano w rozdziale z opisem badanej problematyki, jest ona efektem działania naprężeń stycznych w modelu, jak również tarcia powierzchni czołowych próbki z trawersami maszyny wytrzymałościowej. Dla testów ściskania i rozciągania metodą brazylijską przy wysokich szybkościach odkształcenia odwzorowania wykorzystano modele pełnego stanowiska SHPB (rys 7b, c). Są to testy, których współczynnik umocnienia dynamicznego warunkował poprawność odwzorowania wzrostu wytrzymałości próbki, a symulacje cechowały się dobrą jakościową i ilościową korelacją wyników [P1]. Dla testu brazylijskiego wyróżnić można było dwie charakterystyczne strefy zniszczenia wynikające z działania naprężeń ścinających i rozciągających. Pełna dyskusja zaobserwowanych mechanizmów niszczenia oraz interpretacja wyników dostępna jest w tekście pracy [P1].



Rys. 6. Zestawienie ilościowe wyników testów jedno oraz trójosiowego ściskania (a – d) oraz porównanie stanu spękań dla testu osiowego z ciśnieniem okólnym o wartości 25,0 MPa (e) [P1]

W pracy [P2] zaproponowano zatem metodę, która pozwala na pominięcie tych ograniczeń. Głównym problemem, jaki napotkać można podczas kalibracji stałych kontrolujących akumulację uszkodzenia w modelu KCC, jest brak w pracach źródłowych dokładnego opisu implementacji działania i wpływu na wyniki parametru określonego jako szerokości pasma pęknięcia w_{loc} [112,113,115,125,126]. Jest to parametr o tyle kluczowy, że zgodnie z równaniami (8) oraz (9) wpływa bezpośrednio na intensywność zjawiska osłabienia materiału. Na potrzeby niniejszej pracy udało się uzyskać takie informacje bezpośrednio od autorów modelu i poddano je dalszym rozważaniom.

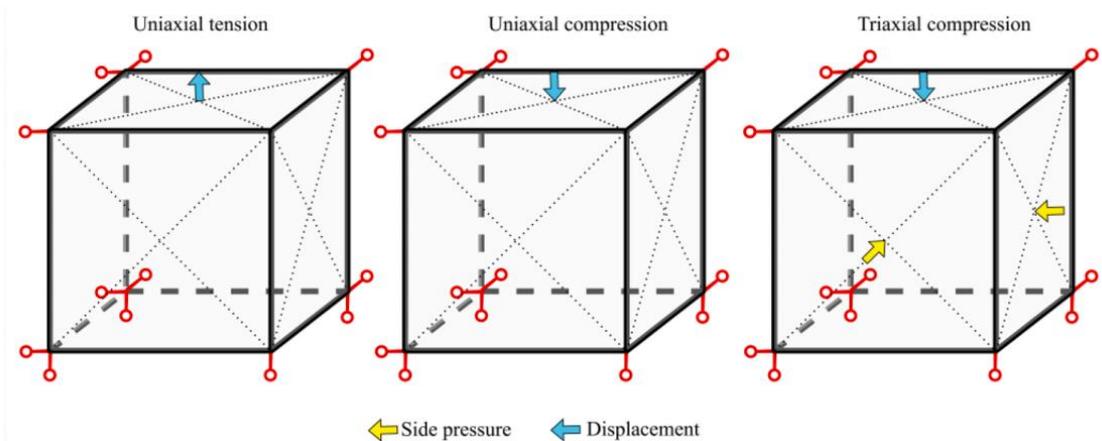


Rys. 7. Zestawienie ilościowe oraz jakościowe wyników testów brazylijskiego (statyczny (a) /dynamiczny (b)) oraz dynamicznego testu ściskania (c) [P1]

Udoskonalona procedura kalibracji modelu KCC [P2] objęła zatem dwa aspekty. Pierwszym była korekcja równania EOS, tak, aby uwzględniało ono niemal dwukrotnie mniejszą sztywności przy rozciąganiu [41,127]. Drugim było szerokie studium parametryczne wszystkich parametrów kontrolujących agregację uszkodzenia ze szczególnym uwzględnieniem wpływu w_{loc} na wyniki.

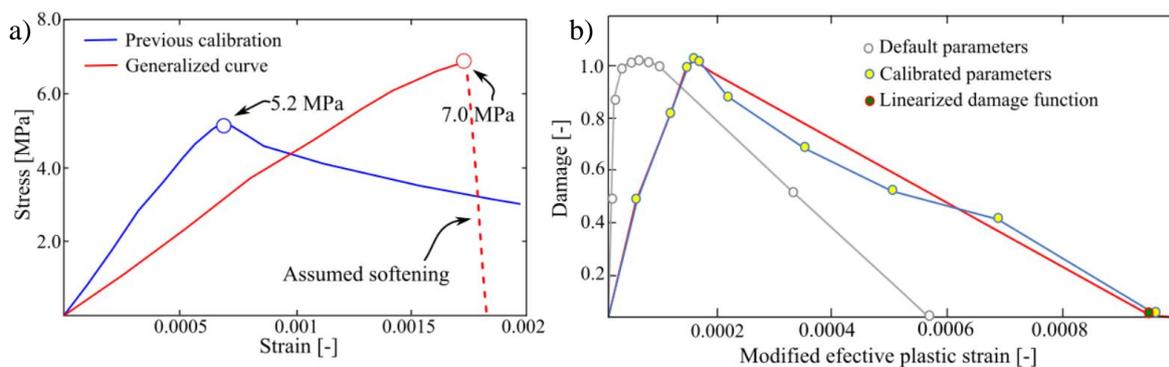
Do korekcji równania EOS wykorzystano autorskie podejście numeryczno-eksperymentalne. Wyniki ze zwalidowanych modeli numerycznych dla testu brazylijskiego oraz testu trójpunktowego zginania z wykorzystaniem parametrów modelu KCC z pracy [P1] wykazały, że w przypadku obu testów nachylenie krzywej siła – przemieszczenie były około 2-krotnie większe, niż te uzyskane z testów rzeczywistych. Ponadto, w obu testach siła maksymalna była niedoszacowana o około 25,0%. Aby zniwelować wpływ warunków brzegowych i uzyskać czystą odpowiedź o wytrzymałości modelu konstytutywnego przygotowano jednoelementowy model poddany bezpośredniemu rozciąganiu, na którym przeprowadzono testy z prędkością obciążenia odpowiadającą tej z eksperymentów. Badania numeryczne wykazały, że energia rozpraszana podczas osłabienia materiału jest kilkudziesięciokrotnie większa niż w rzeczywistości, i nie obserwujemy zjawiska kruchego pęknięcia (rys. 9, krzywa niebieska). Ponieważ brak jest w literaturze testów z jednoosiowego bezpośredniego rozciągania dla dolomitu, w pracy założono zdefiniowanie uogólnionej krzywej rozciągania dla tej skały, przy założeniu, że sztywność ma być dwukrotnie mniejsza, aby dobrze odwzorowywać zakres sprężysty w testach BT oraz SCBT, a także, że energia pęknięcia G_f w fazie osłabienia ma stanowić 5,0% całkowitej energii akumulowanej podczas deformacji. Zwiększono także maksymalną wytrzymałość na rozciąganie f'_t dolomitu do wartości 7,0 MPa, aby uzyskiwane w symulacjach wartości sił odpowiadały uśrednionym wartościom z testów eksperymentalnych. Pełny opis procedury przedstawiono w publikacji [P2].

Do przeprowadzenia drugiego etapu, czyli studium parametrycznego, zaadaptowano komercyjne oprogramowanie LS-Opt [128,129]. Ponownie, w celu niwelacji wpływu warunków modelowania oraz w celu przyspieszenia symulacji wykorzystano modele jednoelementowe w różnych stanach obciążenia jedno i trójosiowego, przedstawione na rys. 8. Badaniu zmienności poddano wszystkie możliwe parametry kontrolujące funkcję uszkodzenia, zgodnie z tabelą 5 z opracowania [P2]. Wielkość symulowanych elementów także podlegała zmienności w celu zweryfikowania poprawności implementacji funkcji normalizujących wpływ siatki w modelu KCC. Szczegółowa analiza wyników wykazała, że powyżej pewnej wartości granicznej wielkości elementu odpowiadającej współczynnikowi skalowania z jednostek mm na cal równej 39,54 mm, kiedy zjawisko osłabienia powinno się intensyfikować, w modelu pojawiają się niestabilności skutkujące gwałtownym przyrostem odkształceń plastycznych, a co za tym idzie także indeksu uszkodzeń, zarówno w prostych stanach jednoosiowych jak i złożonych trójosiowych. Błąd ten jest głównym czynnikiem ograniczającym stosowalność modelu KCC do modelowania materiałów bardzo kruchych. Wpływ pozostałych czynników jest szeroko opisany w pracy [P2].

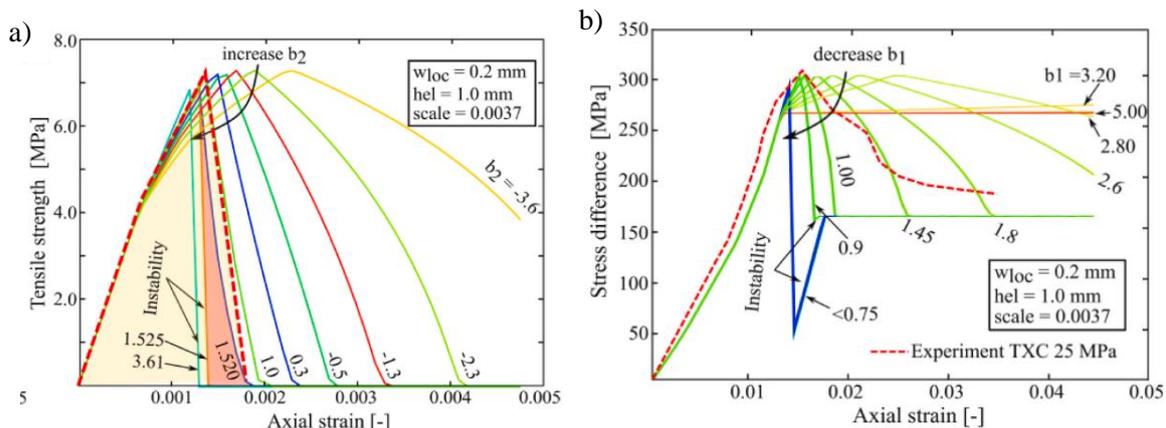


Rys. 8. Widok modeli 1-elementowych wykorzystanych do optymalizacji parametrów kontrolujących kształt funkcji uszkodzenia [P2]

Identyfikacja opisanego błędu normalizacji krzywej uszkodzenia wyegzekwowała konieczność zastosowania odmiennej, nieprzedstawianej wcześniej w literaturze metody kalibracji funkcji uszkodzenia. Symulacje parametryczne wykazały, że problem szybkiego uwalniania energii wynika z fragmentarycznej budowy funkcji uszkodzenia powyżej wartości $\lambda > \lambda_m$. Jeśli jej przebieg między wartościami 1,0 i 0,0 w tym zakresie λ jest opisany za pomocą więcej niż dwóch punktów, jak ma to miejsce w funkcji wyznaczonej w pracy [P1], opisana powyżej niestabilność występuje. W momencie linearyzacji tego zakresu za pomocą funkcji liniowej, możliwe jest zwiększenie szybkości uwalniania energii w fazie osłabienia materiału do pożądanej wartości zgodnej z tą determinowaną przez generalizowaną krzywą rozciągania (Rys. 9). Za pomocą parametrów b_1 oraz b_2 , które determinują wklęsłość kształtu funkcji parametru kumulacji uszkodzeń λ , możliwe jest finalne dopasowanie krzywej osłabienia osobno dla ściskania (b_1) oraz osobno dla rozciągania (b_2) (rys. 10).

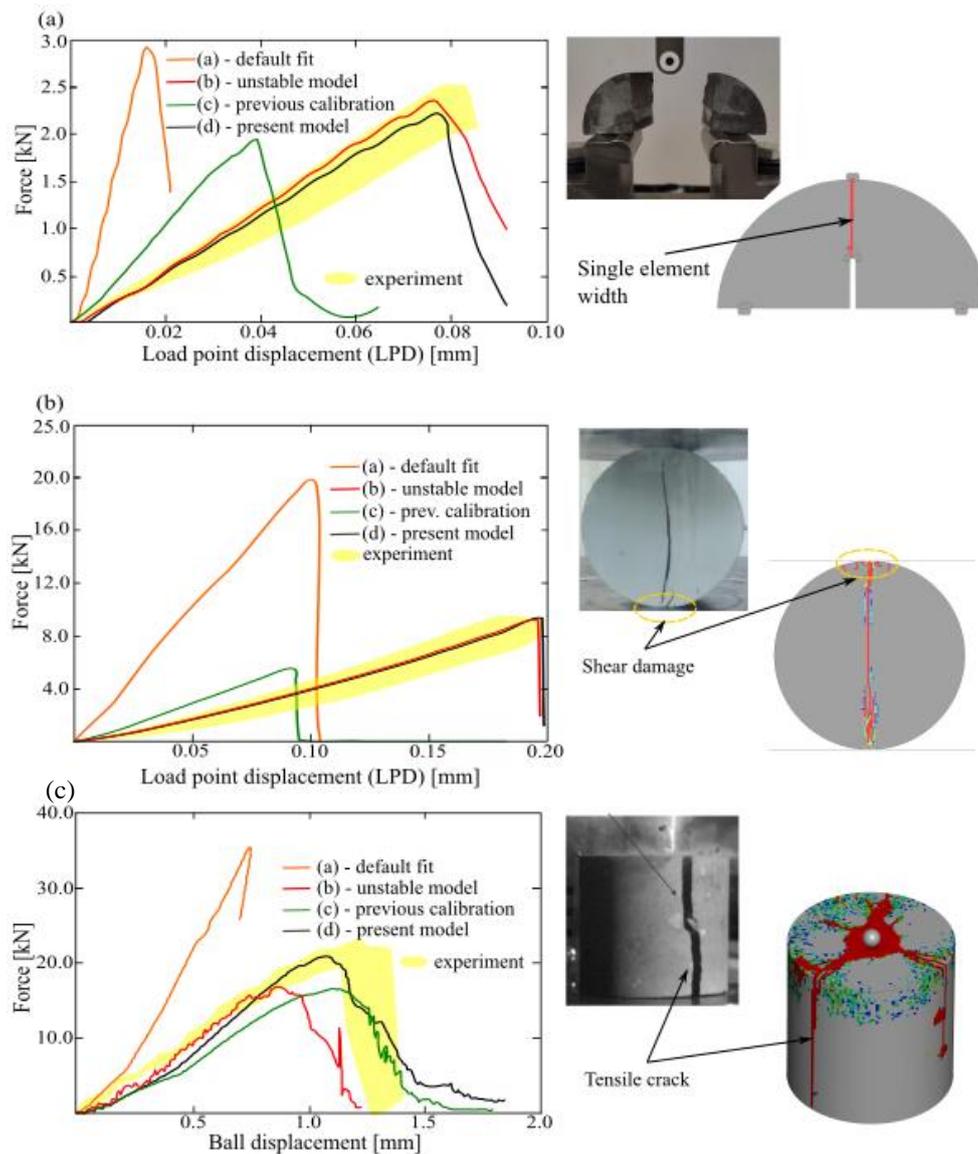


Rys. 9. Prezentacja krzywej rozciągania dolomitu uzyskanej z wykorzystaniem parametrów z pracy [P1] oraz generalizowanej krzywej zastosowanej w pracy [P2] (a) a także porównanie krzywych uszkodzenia z prac [P1] oraz [P2] (b)



Rys. 10. Wykresy naprężenie – odkształcenie dla rozciągania (a) i ściskania trójosiowego z ciśnieniem bocznym 25,0 MPa (b) dla zlinearyzowanej krzywej uszkodzenia oraz analiza wpływu wykładników b_1 oraz b_2 kontrolujących szybkość osłabienia materiału [P2]

Ostatecznym efektem przeprowadzonego szerokiego studium parametrycznego było uzyskanie dużej zgodności pod kątem jakościowym i ilościowym wyników w symulacjach testów BT, SCBT, a także dynamicznego uderzenia kulki łożyskowej w cylindryczną próbkę. Wyniki te przedstawiono na Rys. 11 jako krzywe siły w funkcji przemieszczenia, a wartości z testów eksperymentalnych określono jako obszar pomiędzy skrajnymi wynikami maksymalnym i minimalnym. Maksymalna rozbieżność pomiędzy wynikami eksperymentów i symulacji wyniosła poniżej 5,5%. Dodatkowo, na krzywych (a), (b) oraz (c) zaznaczone zostały wyniki z testów BT oraz SCBT dla parametrów generowanych przez model KCC automatycznie, parametrów z pracy [P1] oraz parametrów, które skutkowały niestabilnością [P2]. W przypadku powstałego stanu spękań, efekt dodatkowej kalibracji pozwolił na wierne odwzorowanie stanu zniszczenia próbek skalnych tak, jak miało to miejsce w eksperymentach. W przypadku testu brazylijskiego uzyskano pojedyncze, zainicjowane w środkowej części próbki spękanie o szerokości pasma jednego elementu skończonego. Podobne wyniki zanotowano dla testu trójpunktowego zginania, a rozwój pęknięcia był niemal natychmiastowy, tak jak miało to miejsce w eksperymencie. Dowiedziono także, że zastosowanie parametrów domyślnych modelu KCC przy podaniu jedynie wytrzymałości na ściskanie f'_c skutkuje znacznym przeszacowaniem sztywności i niedoszacowaniem kruchości modelu skały.



Rys. 11 Zestawienie wyników testów eksperymentalnych SCBT (a), BT (b) oraz testu uderzenia kulki łożyskowej (c) z wynikami symulacji numerycznych dla w pełni skalibrowanego modelu KCC [P2]

5.4.2. Kalibracja i walidacja modelu Johnson Holmquist Concrete

W pracy [P3] opisano szczegółowy proces kalibracji przeprowadzony dla modelu konstytutywnego JHC. Podobnie jak w przypadku modelu KCC, w znacznej mierze bazuje on na wynikach testów eksperymentalnych, które jednak poddano normalizacji przez wartość f'_c .

W modelu JHC jako pierwszy wyznaczono współczynnik umocnienia dynamicznego C , który w dostępnych pracach opisujących aplikację modelu JHC wyznaczany jest jako pojedyncza wartość dla całego zakresu szybkości odkształcenia [18,130,131]. Może to powodować przeszacowanie wytrzymałości materiału przy modelowaniu powolnej deformacji skały i niedoszacowanie jej dla bardzo dynamicznych obciążeń. W niniejszej pracy zastosowano zatem nowatorskie podejście, w którym rozdzielono wyznaczenie tego współczynnika osobno dla zakresu quasi-statycznego, a osobno dla dynamicznego. Założono,

że szybkością graniczną będzie $\dot{\epsilon} = 1,0 \text{ s}^{-1}$ [17]. Takie podejście pozwoliło na zdefiniowanie swego rodzaju funkcji biliniowej, niewymagającej skomplikowanej reimplementacji modelu. Zamiast tego zmianie podległy niektóre wartości parametrów modelu JHC, jak wykazano w dalszym opisie. W artykule [P3] wykazano również, że model JHC nie skaluje wytrzymałości na rozciąganie T^* , w związku z czym dla zakresu statycznego i dynamicznego parametry te powinny być różne. Do kalibracji zakresu statycznego wykorzystano zatem $T^* = f'_t = 5,2 \text{ MPa}$, a do dynamicznego $T^* = f'_{tD} = 42,4 \text{ MPa}$. Warto nadmienić, że w pracy [P2] oszacowano wytrzymałość na rozciąganie w teście SCBT o wartości równej $f'_t = 7,0 \text{ MPa}$. Praca ta była kontynuacją badań przedstawionych w [P3], stąd w opisywanym etapie zastosowano wartość otrzymaną z testów BT ($T^* = f'_t = 5,2 \text{ MPa}$ oraz $f'_{tD} = 42,4 \text{ MPa}$ odpowiednio dla zakresu statycznego i dynamicznego). Dodatkowo, aby zniwelować wpływ efektów tarcowych oraz bezwładnościowych, do kalibracji wykorzystano wartości wytrzymałości na ściskanie bezpośrednio z testów wykonanych z wykorzystaniem SHPB. Pozwoliło to na pominięcie efektów bezwładnościowych, które zawierają się zazwyczaj w parametrze C [18], jeśli jest on szacowany bez równoległej kalibracji modelu numerycznego z konkretnymi testami eksperymentalnymi [18,19,132]. W dalszej walidacji parametrów wykorzystany zostanie zatem model całego stanowiska. Aby wyznaczyć wartość C wszystkie wyniki f'_{cD} z testów SHPB dla różnych szybkości odkształcenia zostały znormalizowane przez f'_c , a uzyskane punkty w przestrzeni $\sigma^* - p^*$ połączono z dynamiczną wartością T^* , a punkty przecięcia z wykreśloną dla ciśnienia odpowiadającego $1/3 f'_c$ linią pionową zestawiono na wykresie $\dot{\epsilon} - \sigma^*$ i zaproksymowano za pomocą dwóch krzywych. W ten sposób uzyskano współczynniki C_{static} dla zakresu statycznego oraz $C_{dynamic}$ dla zakresu dynamicznego.

Kolejnym krokiem było wyznaczenie współczynników definiujących kształt powierzchni zniszczenia, także osobno dla statyki i dla dynamiki. Analogicznie jak w modelu KCC wykorzystano do tego celu wyniki testów UT, UC a także TXC, oraz zaaplikowano autorski iteracyjny skrypt do aproksymacji funkcji. Elementem innowacji dla modelu JHC jest wyznaczenie osobnych parametrów tych powierzchni z podziałem na zakres statyczny i dynamiczny. Różnica w ich wyznaczaniu polega na wykorzystaniu dwóch różnych parametrów C wyznaczonych w poprzednim kroku. Stąd wynikała odmienna niż w innych modelach kolejność charakteryzowania parametrów konstytutywnych. Ponieważ w literaturze brak jest wyników testów trójosiowego ściskania w warunkach dynamicznych, nawet dla relatywnie niewielkich wartości ciśnienia okólnego, parametry dynamicznych powierzchni zniszczenia wyznaczono tak, aby przy konkretnych szybkościach odkształcenia wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie pokrywała się z tą wyznaczoną z testów SHPB, przy jednoczesnym możliwie najlepszym dopasowaniu się do wyników testów TXC przeprowadzonych w warunkach statycznych. Dzięki temu dla trójosiowych stanów naprężenia umocnienie dla danej szybkości odkształcenia rosło zgodnie ze skalowaniem przez równanie (12), a zależność pomiędzy stanami trójosiowymi zmieniała się liniowo zgodnie ze stosunkiem $\sigma_{dynamiczne}/\sigma_{statyczne}$. W przypadku obciążeń quasi-statycznych krzywą dopasowano wyłącznie do testów jedno oraz trójosiowych przy zastosowaniu parametru C_{static} . Sam charakter przebiegu krzywej statycznej i dynamicznej w przestrzeni dewiatorowej był zbliżony. Można więc stwierdzić, że stany trójosiowe, nawet w testach dynamicznych zostały odzwierciedlane prawidłowo. Ma to kluczowe znaczenie z punktu widzenia planowanej

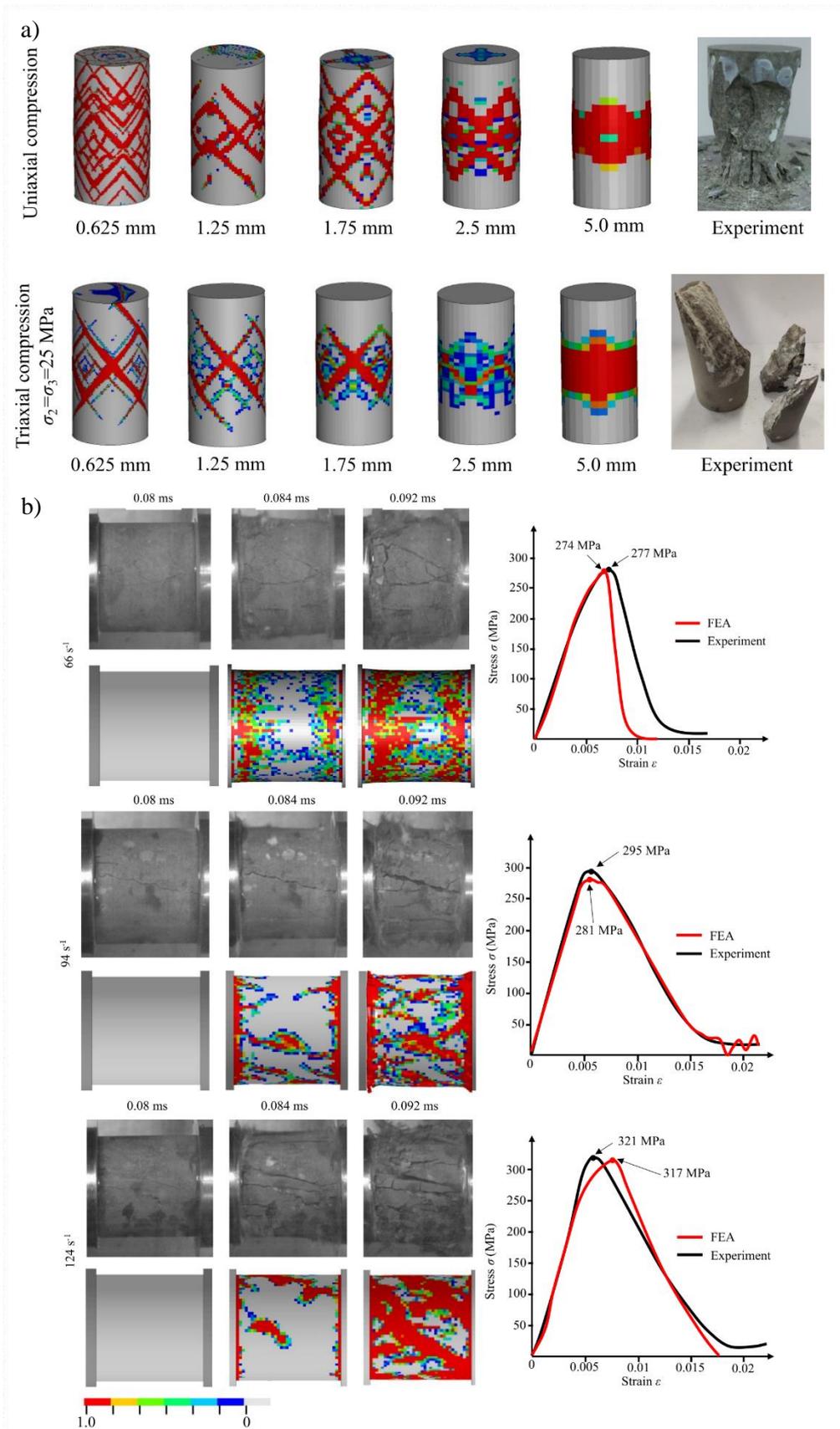
aplikacji opracowanych modeli do symulowania interakcji skały i ładunku wybuchowego przy dużych szybkościach odkształcenia.

Następnie skupiono się na wyznaczeniu parametrów równania stanu EOS. Dla modelu JHC metodologia wyznaczania jest nieco inna niż dla modelu KCC, ze względu na inną definicję tegoż równania (15). Zgodnie z wytycznymi autorów modelu [63,116], do kalibracji EOS wykorzystane powinny być testy ściskania hydrostatycznego bądź testu skrępowanego ściskania jednoosiowego (w którym odkształcenia poprzeczne są zablokowane). Z powodu braku tych wyników, wykorzystano autorską hybrydową metodę bazującą na testach statycznych oraz testach udarowych. Pierwszy zakres EOS wyznaczono analogicznie jak w przypadku modelu KCC, z wykorzystaniem uśrednionego modułu sztywności. W wyniku tych działań otrzymano punkty $P_{crush} = 71,3$ MPa oraz $\mu_{crush} = 0,00602$. Dodatkowo stwierdzono, że przesunięcie tego punktu w przestrzeni $P - \mu$ przy zachowaniu stałego modułu sztywności nie wpływa znacząco na wyniki do momentu, dopóki powierzchnie zniszczenia są wyznaczone prawidłowo [P3]. Wyznaczenie trzeciego zakresu opierało się o wyniki z testów udarowych, które zostały przybliżone za pomocą równania wielomianowego (15). Dokładna analiza wielu prac [63,130,131,133] z zakresu szacowania parametrów dla modelu JHC wykazała, że jest wiele nieścisłości w kwestii wyznaczania parametrów μ_{lock} oraz μ_{plock} ograniczających II zakres równania stanu. Wynika to z błędnej interpretacji i pomieszania tych dwóch parametrów, co skutkuje brakiem zachowania ciągłości równania stanu w całym zakresie ciśnień, zazwyczaj po przekroczeniu ciśnienia kilkuset MPa. W pracy [P2] przedstawiono dokładną metodę wyznaczenia tych dwóch parametrów, uwzględniając, podobnie jak w modelu KCC zmianę sztywności materiału wynikającą z dużej dynamiki zjawisk. Należy jednak zauważyć, że w przypadku wykorzystania testu hydrostatycznego, podobny wzrost sztywności również byłby obserwowany. Jak wspomniano w opisie dolomitu, ze względu na niską porowatość nie obserwujemy w nim drugiego zakresu równania EOS, w którym spadek sztywności wywołany jest zamykaniem się porów. Zakres ten został zatem pominięty, a parametry P_{lock} , μ_{lock} oraz μ_{plock} zostały wyznaczone tak, aby przecięcie wielomianu trzeciego stopnia (15-III) aproksymującego trzeci udarowy zakres ciśnień charakteryzował się modułem sztywności K trzykrotnie większym w miejscu przecięcia z liniowym przedłużeniem I-go zakresu równania EOS. Pozwoliło to na skompensowanie zmiany modułu dynamicznego przy wyższych ciśnieniach panujących w materiale.

Do szacowania parametrów ewolucji uszkodzenia w modelu JHC zastosowano modele 1-elementowe poddane stanom obciążenia UC oraz TXC dla ciśnienia okólnego 25,0 MPa. Poprzez zmienność parametrów D_1 , D_2 oraz $EFMIN$ z zastosowaniem iteracyjnego dopasowania fazy osłabienia z symulacji i rzeczywistych testów, możliwe było uzyskanie takich parametrów, dla których odpowiedź w postaci krzywej naprężenie – odkształcenie była dobrze skorelowana z rzeczywistymi wynikami.

Dostępna wiedza na temat modelu JHC jednoznacznie wykazuje, że uproszczenia w nim zastosowane generują problemy z modelowaniem uszkodzeń wynikających z rozciągania materiału. W związku z tym przy walidacji skupiono się na możliwości odwzorowania stanów ściskania w warunkach statycznych, dynamicznych oraz skrępowania poprzecznego. Wykorzystane modele były analogiczne do tych zaadaptowanych do walidacji modelu KCC.

Opracowane parametry modelu JHC w testach UC (statycznym oraz dynamicznym – rys. 12b) oraz TXC zapewniły zbliżoną charakterystykę wytrzymałościową do tej obserwowanej w eksperymencie, bez względu na zastosowaną wielkość elementu skończonego służącego do odwzorowania geometrii próbek cylindrycznych mieszczącego się w zakresie od 0,625 mm do 5,0 mm (rys. 12a). W przypadku porównania rozkładu powstałych spękań, zastosowanie dokładniejszej siatki skutkowało powstaniem wielu płaszczyzn ścinania zarówno w testach jedno jak i trójosiowych, które jednak przy większych elementach nie były jednoznaczne do określenia, a wynikał, m.in. z tarcia próbki o powierzchnię obciążającą. Sam uogólniony charakter powstałych spękań był jednak niezależny od wielkości elementu.



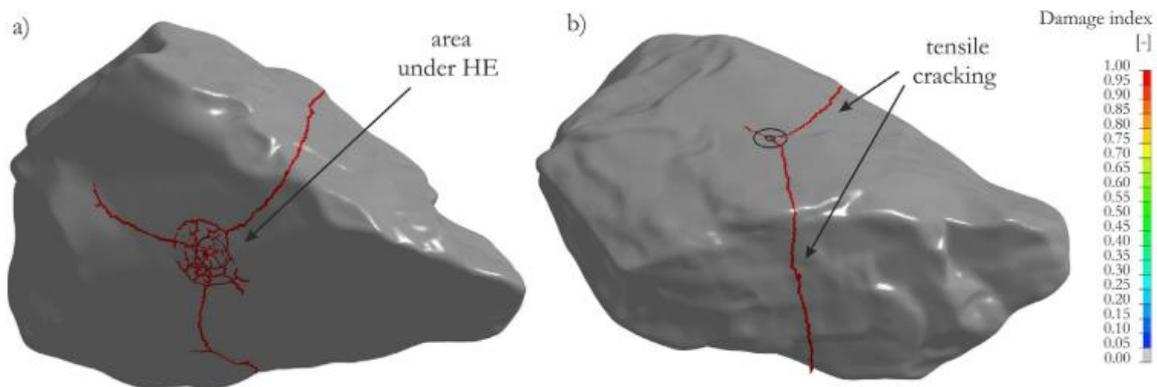
Rys. 11. Zestawienie ilościowe i jakościowe wyników testów jedno oraz trójosiowego ściskania statycznego (a) oraz ściskania dynamicznego (b) dla trzech wybranych szybkości odkształcenia [P3]

5.4.3. Kalibracja i walidacja modelu Johnson Holmquist Ceramics

Szczegółowy proces kalibracji modelu Johnson Holmquist Ceramics (JH-2) przedstawiono w pracy [P4] i można zauważyć istotną analogię z kalibracją modelu JHC. Kalibracji dokonano w głównej mierze na bazie statycznych, dynamicznych oraz udarowych testów jednoosiowych ściskania, oraz dynamicznych testów niebezpośredniego rozciągania. Pierwsza grupa testów posłużyła do charakteryzacji powierzchni zniszczenia, druga zaś do określenia maksymalnego ciśnienia hydrostatycznego T^* przy rozciąganiu. Zaproponowano wieloetapową procedurę wyznaczania powierzchni zniszczenia, parametrów równania stanu na bazie wyników z testów płyta – płyta oraz zależności Rankine’a – Hugoniota, z których wyznaczono kluczowy dla modelu JH-2 punkt granicy sprężystości Hugoniota (ang. *Hugoniot Elastic Limit*, HEL) [134]. Punkty te przybliżono za pomocą wielomianowego równania EOS przy zachowaniu wartości $K_1 = K_{dyn}$ odpowiadającej dynamicznemu modułowi sprężystości dolomitu [135–137]. Następnie, w procedurze jednakowej jak dla modelu JHC wyznaczono współczynnik umocnienia dynamicznego C . W tym przypadku zastosowano pojedynczą wartość C dla całego zakresu szybkości odkształcenia. W następnym kroku wyniki z testów jednoosiowych przy różnych szybkościach odkształcenia zaadaptowano jako punkty w przestrzeni $p^* - \sigma^*$ które przybliżono za pomocą równań konstytutywnych dla stanów nienaruszonego oraz w pełni zniszczonego. Istotne jest, aby wyznaczona początkowa powierzchnia zniszczenia przechodziła przez punkt HEL.

Parametry modelu JH-2 kontrolujące akumulację uszkodzeń w modelu określono, bazując na symulacjach testu laboratoryjnego dynamicznego uderzenia stalowej kulki łożyskowej w próbkę dolomitu, z wykorzystaniem modelu numerycznego o zmiennej wielkości siatki w celu wykreślenia funkcji parametru T^* uniezależniającego model od wielkości elementów modelu. W każdej kolejnej pętli obliczeniowej zmieniane były parametry kontrolujące szybkość akumulacji uszkodzenia w zakresie osłabienia materiału: D_1 oraz D_2 , dla stałej wartości T^* , aż do momentu uzyskania dobrej jakościowej i ilościowej korelacji wyników z symulacji. Następnie, poprzez zmianę samego T^* niwelowano wpływ siatki dla kolejnych rosnących wielkości elementu do osiągnięcia charakterystycznej wielkości elementu równej 1,0 mm. Każdorazowo udało się uzyskać rozpołowienie próbki na dwie części przy uśrednionej sile zbliżonej do 20,0 kN. Sugerowane wartości T^* w tym zakresie zmienności siatek MES opisano w funkcji wielkości elementu. Drugim testem, w którym kontynuowano rozważania nad wpływem wielkości elementów skończonych, było przeprowadzenie testu porównawczego z wykorzystaniem modelu płaskich krążków skalnych, w których założony został płaski stan odkształcenia. Ponownie wraz ze zmianą wielkości elementu zmieniano parametr T^* przez co wykazano, że parametry JH-2 są mocno zależne od wielkości, a nawet jakości wynikającej z kształtu elementów skończonych [P4]. Ostatecznej walidacji modelu dokonano z wykorzystaniem testu fragmentacji w średniej skali. Wykonane skany bloku skalnego posłużyły do wykonania dokładnego modelu MES, który możliwie najlepiej odwzorowywał warunki eksperymentu, a do którego zaadaptowano odpowiednie parametry modelu konstytutywnego. Uzyskana fragmentacja z modelu była bardzo zbliżona do tej uzyskanej w warunkach eksperymentalnych a blok skalny rozdzielił się na dwa fragmenty, których widok przedstawiono w widoku od góry i od dołu na rys. 13. Ostatecznie potwierdziło to,

że skalibrowany model JH-2 może wiernie odwzorować rzeczywisty proces deformacji materiałów kruchych, w tym skały, z uwzględnieniem procesu inicjacji spękań, ewolucji uszkodzeń i wiążącą się z nią zmianą właściwości mechanicznych, powstaniem zniszczenia w materiale, a w konsekwencji fragmentacji dolomitu [P4][138].



Rys. 12. Widok spękań powstałych w dolomitowym bloku skalnym w efekcie detonacji 10,0 g emulsji wybuchowej: widok od dołu (a) oraz widok od góry (b) [P4]

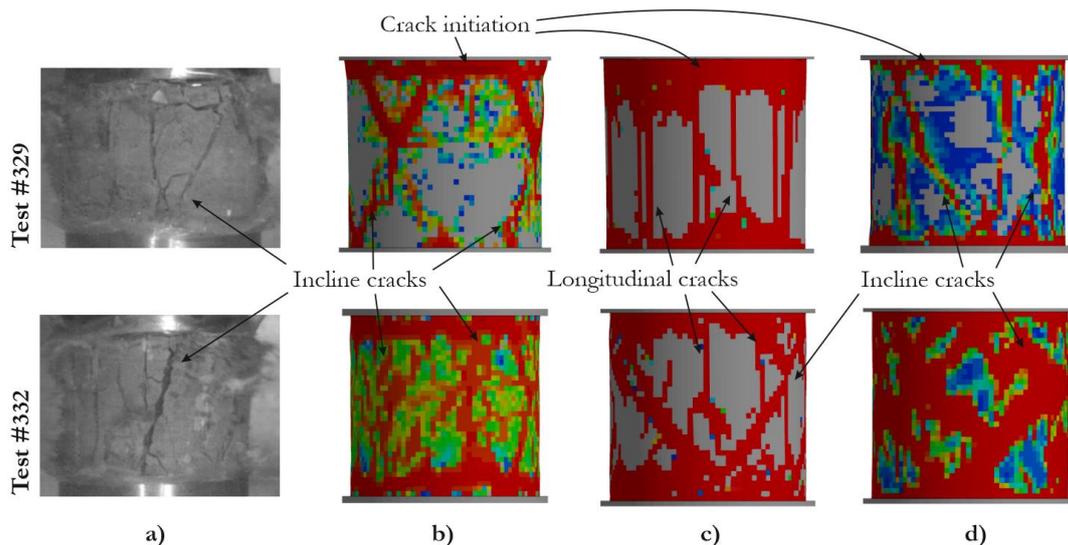
5.4.4. Porównanie modeli konstytutywnych w analogicznych testach

Ponieważ na etapie szacowania parametrów dla wyselekcjonowanych modeli konstytutywnych zaadaptowane zostały różne testy eksperymentalne, uniemożliwiło to bezpośrednie porównanie ze sobą efektów modelowania dolomitu poddanego obciążeniom dynamicznym za pomocą każdego z nich. W niniejszym rozdziale skupiono się zatem na aplikacji poprawnie skalibrowanych modeli konstytutywnych do odwzorowania trzech testów eksperymentalnych w celu porównania uzyskanych spękań oraz wytrzymałości modelowanej skały.

Przeprowadzono dokładną analizę porównawczą modeli KCC [P1, P2] oraz JHC [P3], których kalibracja bazuje na testach statycznych oraz dynamicznych z modelem JH-2 [P4] dla którego wszystkie wymagane parametry wyznaczono na podstawie serii eksperymentów przeprowadzonych w warunkach wyłącznie dynamicznych, a szczegółowa procedura oraz metodyka została przedstawiona w pracy [P4]. Współczynniki odpowiedzialne za wpływ szybkości odkształcenia, opis powierzchni zniszczenia, równania stanu i stałe uszkodzenia dla wszystkich modeli zostały uzyskane na podstawie danych eksperymentalnych i symulacji numerycznych. Za kryterium wyboru testów porównawczych przemawiało w głównej mierze to, aby deformacje w nich cechowały się wysoką szybkością odkształcenia oraz aby stan naprężenia w materiale w każdym z nich był inny. W przypadku jednoosiowego dynamicznego ściskania skały mamy do czynienia z niemal czystym ściskaniem. Jednocześnie badamy wpływ sił bezwładności na uwzględniane podczas kalibracji parametry umocnienia dynamicznego. W drugim teście uderzenia stalowej kulki łożyskowej w próbkę, wiodący wpływ na powstałe zniszczenie ma rozciąganie, które przy odpowiednim zagłębieniu wgłębniaka powoduje niekontrolowaną propagację poprzecznego pęknięcia. Dodatkowo w okolicy kontaktu kulki i próbki powstaje krater wynikający z kruszenia skały na skutek jej ściskania. W przypadku trzeciego testu, tj. detonacji lontu wybuchowego wewnątrz cylindrycznej próbki skalnej [139],

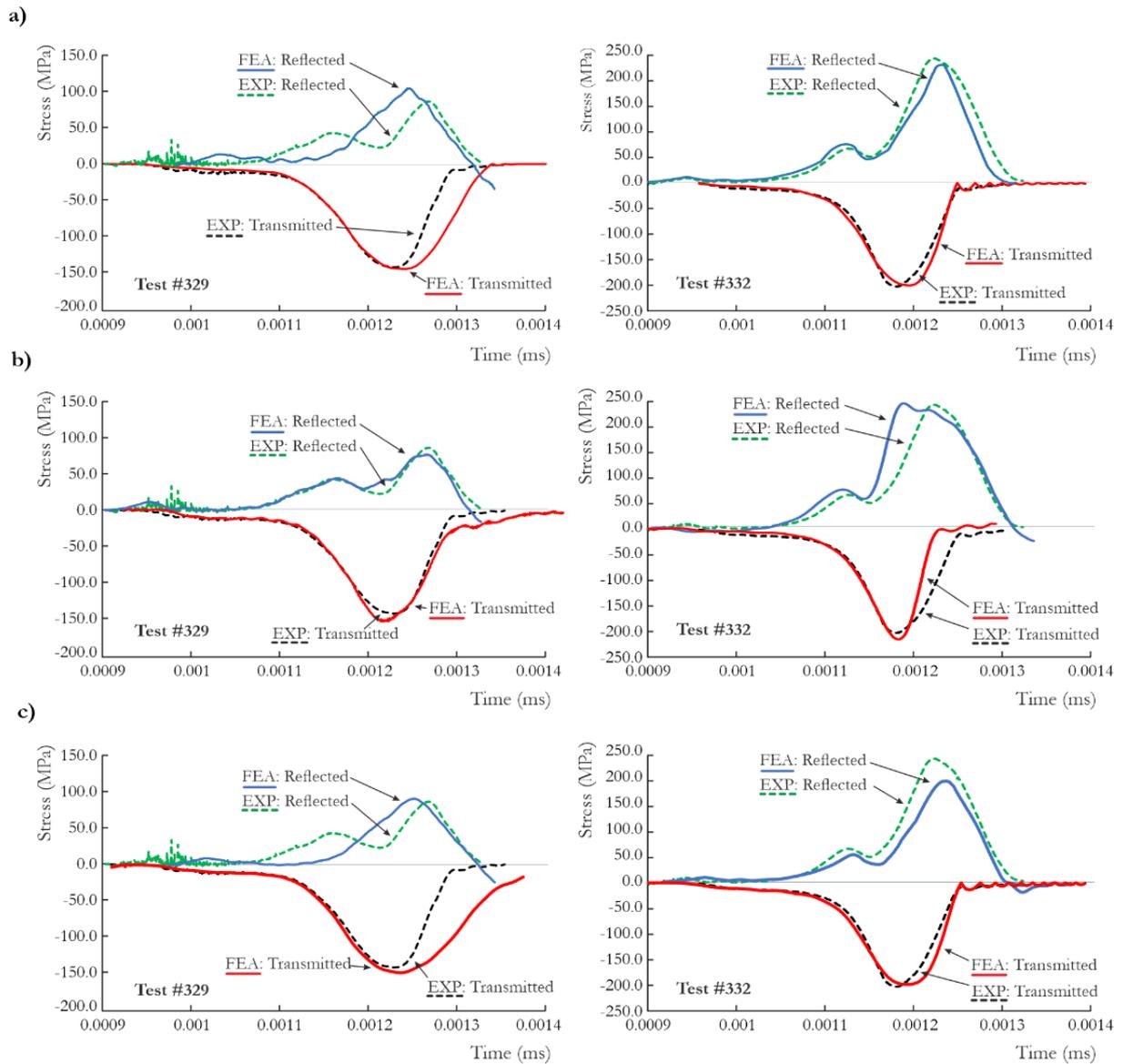
uzyskane zniszczenie jest efektem dwóch osobnych czynników wywołujących fragmentację. W bezpośrednim sąsiedztwie lontu skała poddana jest bardzo intensywnemu ścisnaniu, natomiast w pewnym oddaleniu powstałe pęknięcia radialne o różnej długości są efektem przejścia dynamicznej fali rozciągającej przez materiał i powstania strefy spękań [139]. Dodatkowo na czole próbki obserwować można zjawisko odspojenia fragmentów skały będące efektem odbicia fali rozciągającej od swobodnej powierzchni. Ponieważ każdy z testów porównawczych został opisany w osobnym artykule [P1, P2, P4], [139], wraz ze szczegółowym opisem zastosowanych modeli numerycznych, wielkości siatki elementów skończonych, algorytmów kontaktu pomiędzy ośrodkami Lagrange'a i Eulera, a także innych parametrów numerycznych, opisy te nie zostały powielone w niniejszym rozdziale, a skupiono się głównie na omówieniu wyników.

Przeprowadzone symulacje numeryczne jednoznacznie wykazały, że wszystkie trzy modele są w stanie odwzorować prosty stan ścisnienia zarówno pod kątem zgodności naprężenia rejestrowanego w prętach inicjującym i transmitującym, jak i poprzez odwzorowanie spękań osiowych i poprzecznych w próbce (Rys. 13 i Rys. 14). Ponadto, można zaobserwować, że wzrost szybkości odkształcenia z $66,0 \text{ s}^{-1}$ do $124,0 \text{ s}^{-1}$ skutkuje zmianą mechanizmu niszczenia i zwiększa się ilość spękań pod kątem ok. 45° do 60° od osi próbki. Wywołane są one intensyfikacją działania naprężenia ścinającego wynikającego z efektu bezwładnościowego skrepowania próbki. Ponieważ we wszystkich pracach, przy szacowaniu parametrów umocnienia dynamicznego wzięto pod uwagę bezpośrednie wyniki z testów SHPB, to uzyskany w ten sposób parametr umocnienia dynamicznego C pozbawiony był wpływu działania efektów bezwładnościowych. Maksymalny błąd w zarejestrowanym naprężeniu maksymalnych nie przekroczył 2,8 %. Zaobserwowano jednak nieznaczne różnice w sygnale odbitym wynoszące nawet 7,5%, które wynikają z faktu, że akumulacja uszkodzeń w próbkach zakłóciła przemieszczanie się fali naprężenia w materiale, zaburzając nieznacznie stan równowagowy. Jest to też efektem tego, że wzrost szybkości odkształcenia wpływa na intensywność osłabiania się skały, a w przypadku modeli konstytutywnych parametry kontrolujące to zachowanie są niezależne od szybkości odkształcenia, przez co uogólniają zniszczenie w całym zakresie prędkości deformacji. Dodatkowo, nie uwzględniono numerycznej erozji elementów skończonych tworzących próbkę, co w pewnym uproszczeniu, może odwzorować utratę spójności materiału, która ma miejsce w rzeczywistości. Z punktu widzenia jakościowego odwzorowania, każdy z modeli pozwolił uzyskać rozkład spękań odpowiadający za całkowitą utratę ciągłości próbki tak, jak to miało w eksperymencie (Rys. 13). Wyniki uzyskane za pomocą modelu JH-2 różniły się od pozostałych tym, że spękania nastąpiły głównie w kierunku działania naprężenia głównego, co znaczyłoby, że wpływ bezwładności był ograniczony. Może to wynikać także z faktu, że model JH-2 znacznie lepiej odwzorowuje spękania pojedynczych pasm elementów na skutek zaimplementowanej funkcji akumulacji uszkodzeń, przez co charakter spękań w modelu jest w mniejszym stopniu obarczony wpływem złożonego stanu naprężenia. Ponadto model JH-2 nie uwzględnia wpływu trójosiowości naprężenia na umocnienie próbki, co w przypadku obciążeń dynamicznych może powodować rozbieżności w uzyskiwanej fragmentacji. Finalny rozkład spękań dla każdego z modeli może jednak zostać uznany za poprawny.

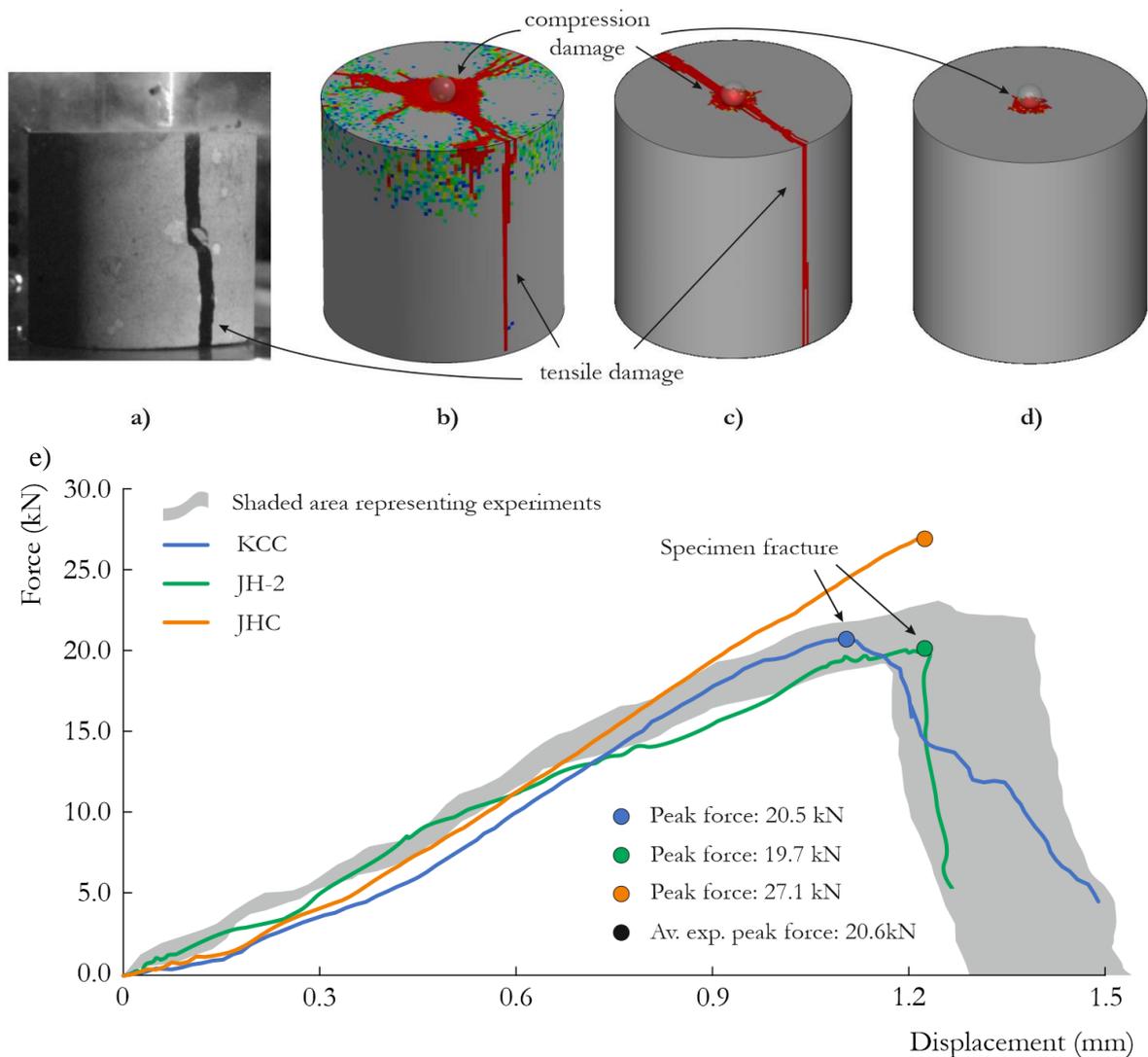


Rys. 13. Zestawienie jakościowych wyników testów jednoosiowego ściskania dynamicznego na stanowisku SHPB dla dwóch szybkości odkształcenia: a) widok z eksperymentu, b) model KCC, c) model JH-2, d) model JHC (źródło: opracowanie własne)

Drugi test jednoznacznie wykazał ograniczenia modelu JHC względem pozostałych dwóch. Na Rys. 15 pokazano, że nie był on w stanie odwzorować poprzecznego pęknięcia próbki na dwie części, a uszkodzenia w symulacji wystąpiły jedynie w miejscu kontaktu kulki z próbką. Pomimo próby zaadaptowania różnych technik numerycznych, np. erozji bazującej na maksymalnych odkształceniach rozciągających, niemożliwe było uzyskanie dobrego odwzorowania wspomnianego pęknięcia. W przypadku modelu KCC przeprowadzenie pełnej kalibracji i użycie zlinearyzowanej funkcją uszkodzenia [P2] pozwoliła na uzyskanie spękań będących efektem rozciągania, jednak próbka pękła na trzy, a nie dwie części jak miało to miejsce w eksperymencie. Można jednak założyć, że sam mechanizm propagacji spękania jest odwzorowany w sposób prawidłowy. Jedynie model JH-2 [P4] wiernie odwzorował charakter fragmentacji próbki na dwie połowy, a wytrzymałość resztkowa elementów reprezentujących pęknięcie była bliska zeru. Z punktu widzenia siły, przy której następowała utrata ciągłości, modele JH-2 oraz KCC zapewniły dobrą zgodność siły maksymalnej, oscylując w granicach $F_{max} = 20,0$ kN. Siła uzyskana z modelu JHC znacznie przekroczyła wartość eksperymentalną, co wynika z braku uformowania pęknięcia próbki, przez co cała energia uderzenia została zarejestrowana przez czujnik umieszczony bezpośrednio pod próbką.



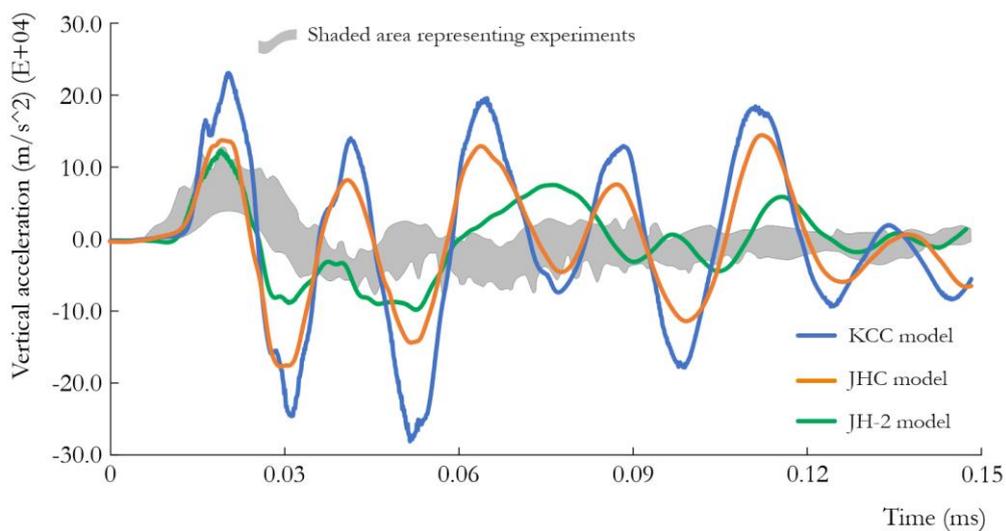
Rys. 14. Zestawienie ilościowych wyników testów jednoosiowego ściskania dynamicznego w postaci naprężenia zarejestrowanego w prętach stanowiska SHPB dla dwóch szybkości odkształcenia: a) model KCC, b) model JH-2, c) model JHC (źródło: opracowanie własne)



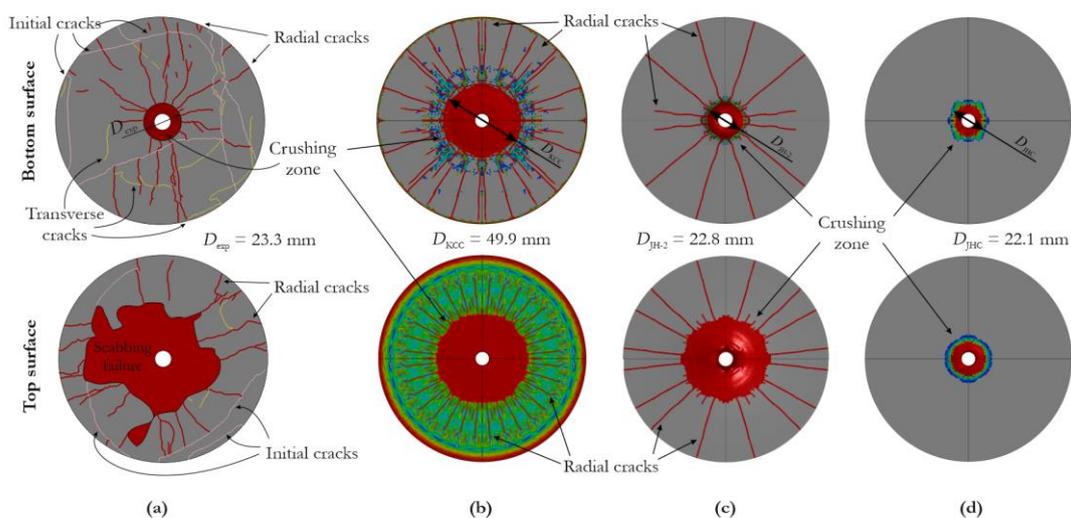
Rys. 15. Zestawienie jakościowego rozkładu spękań w próbce: a) widok z eksperymentu, b) model KCC, c) model JH-2, d) model JHC, a także zarejestrowanego przebiegu siły w funkcji przemieszczenia dla tych modeli (e) (źródło: opracowanie własne)

W trzecim teście odwzorowującym wybuch w małej skali skupiono się na porównaniu uzyskanego rozkładu spękań oraz przyspieszenia zarejestrowanego na powierzchni ołowianej obejmie, która zapewniała poprzeczne skrępowanie próbki [139]. Z punktu widzenia ilościowej analizy wyników to model JH-2 w najlepszym stopniu przybliżył wartość maksymalną rejestrowanego przyspieszenia, biorąc pod uwagę cały zarejestrowany czas pomiaru (Rys. 16). Wierne odwzorowanie spękań radialnych oraz spękań związanych z odspojeniem materiału przy powierzchni czołowej próbki sprawiła, że amplituda drgań po przejściu pierwszej fali odkształcenia była najbardziej zbliżona do wartości eksperymentalnych. Modele JHC oraz KCC kolejno nie doszacowały, oraz przeszacowały ilość uszkodzeń zagregowanych w materiale (Rys. 17) i ze względu na swoje naturalne ograniczenia nie odwzorowują w zadowalającym stopniu silnie dynamicznej propagacji spękań. Samo zniszczenie wynikające z działania kombinacji obciążeń wywołujących ścisnienie ze ścinaniem w strefie bezpośredniego kontaktu skały z ładunkiem wybuchowym w każdym z modeli odwzorowane zostały w sposób prawidłowy. Uzyskane średnice zniszczenia odbiegały o nie więcej niż

20,0 % od wyników testów rzeczywistych, co dla materiałów skalnych, w których występuje znaczna liczba imperfekcji i nieciągłości, jest dobrym wynikiem. Porównanie zniszczenia wynikającego z rozciągania wykazuje jednak słabości modeli KCC oraz JHC. Pierwszy z nich w znacznym stopniu przeszacowuje ilość uszkodzeń materiału, reprezentowanych jako indeks zniszczenia w strefie czołowej próbki. O ile objętość obszaru, w którym pojawiły się uszkodzenia, jest zbliżona do wyników eksperymentalnych, o tyle trudne jest oszacowanie przybliżonego rozkładu spękań. Wyniki te można zatem traktować jako przybliżoną objętość skały, która uległa uszkodzeniu. Dla modelu JHC, na skutek braku implementacji zniszczenia wynikającego z rozciągania, radialne spękania nie propagowały w materiale, a próbka finalnie zachowała ciągłość przy braku odwzorowania odspojenia powierzchni czołowej. Jedynie model JH-2 był w sposób prawidłowy odwzorować rzeczywiste spękania w całej objętości próbki, wraz z rozróżnieniem stref wynikających ze ściskania, ścinania i rozciągania.



Rys. 16. Porównanie przyspieszenia zarejestrowanego przez akcelerometr umieszczony na ołowianej obciążce próbki (źródło: opracowanie własne)



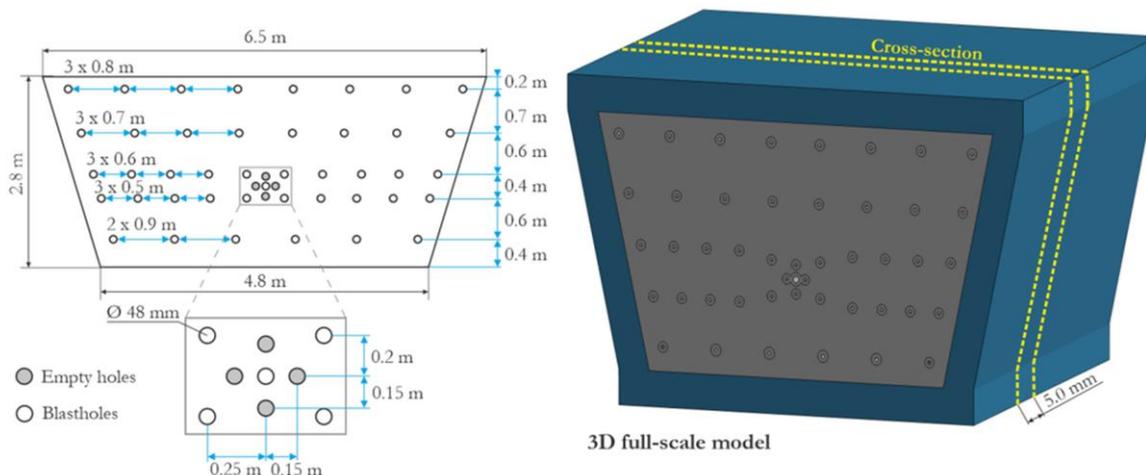
Rys. 17. Porównanie rozkładu spękań na powierzchniach górnych i dolnych próbek cylindrycznych obciążonych detonacją kordu: a) widok z eksperymentu, b) model KCC, c) model JH-2, d) model JHC (źródło: opracowanie własne)

5.4.5. Aplikacja modelu JH-2 do analiz pełnowymiarowych metryk strzałowych

Na bazie opisanego w powyższym rozdziale porównania modeli konstytutywnych wykazano, że model JH-2 jest w stanie najefektywniej odwzorować fragmentację w złożonych warunkach obciążenia, także przy obecności ciśnień okólnych jak ma to miejsce w kopalniach na znacznych głębokościach. Z tego względu wybrany został do analiz, w których skupiono się na odwzorowaniu fragmentacji górotworu wywołanej odpaleniem pełnowymiarowej metryki strzałowej w różnych sekwencjach.

W celu analizy efektywności strzelań dołowych przygotowany został model reprezentujący aktualne warunki „*in situ*” spotykane ok. 1000 m pod powierzchnią ziemi. Model stanowił połączenie dwóch metod: MES, która posłużyła do odwzorowania ośrodka skalnego, oraz metody hydrodynamiki wygładzonych cząstek (ang. *smoothed particle hydrodynamics*, SPH) reprezentującej ładunek wybuchowy. Jako skałę bazową przyjęto dolomit o wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie $R_c = 210,0$ MPa. W badaniach uwzględniono reprezentatywną metrykę, zaproponowaną w pracy [140] o wymiarach charakterystycznych $6500,0 \times 4800,0 \times 2800,0$ mm (szerokość przy stropie \times szerokość przy spągu \times wysokość). Układ metryki obejmował zarówno odwzorowanie otworów włomowych (9 otworów w tym 4 puste), jak i otworów urabiających (40 otworów). W celu uproszczenia modelowania założono, że właściwości skały są jednorodne w całej objętości przodka kopalni, a problem sprowadzono do zagadnienia w quasi-płaskim stanie odkształcenia. Takie rozwiązanie jest kompromisem pomiędzy dokładnością odwzorowania skały a czasochłonnością obliczeniową. Wybrany wycinek modelu 2D zaprezentowano na Rys. 18. Został on wyselekcjonowany w taki sposób, aby odwzorować czystą odpowiedź w strefie występowania stabilnego pęknięcia wywołanego detonacją ładunku wybuchowego.

Jest od oddalony od powierzchni swobodnej przodka tak, aby zniwelować wpływ odspajania, a także od końca otworu strzałowego, gdzie następuje inicjacja spalania ładunku i pęknięcie nie jest ustabilizowane. Taka metoda pozwala na bezpośredni pomiar efektywności strzelań dołowych w zależności od zastosowanej sekwencji strzelania. Należy podkreślić, że w badaniach zastosowano autorską metodę odwzorowania warunków brzegowych odwzorowujących nieskończoną ciągłość górotworu gwarantujących całkowity brak odbicia się fal odkształcenia wygenerowanych w materiale na skutek detonacji ładunków wybuchowych. Drugim istotnym elementem nowości jest prezentacja autorskiego skryptu do półautomatycznego generowania całych metryk strzałowych o dowolnym rozmieszczeniu ładunków, zindywidualizowanych czasach detonacji oraz różnych ciśnieniach „*in situ*”. Skrypt ten znajdzie użyteczność przy prowadzeniu analiz optymalizacyjnych badających zmienność parametrów geometrycznych metryki na efekty urabiania skały, a danymi „wsadowymi” są współrzędne oraz czasy opóźnienia dla poszczególnych ładunków. Punktem detonacji każdego z ładunków był punkt centralny danego otworu strzałowego.



Rys. 18. Widok modelu wykorzystanego do uproszczonej symulacji strzelania podziemnego (źródło: opracowanie własne)

W części poświęconej modelowaniu strzałań podziemnych, będących swoistym testem możliwości odwzorowania spękań w pełnej skali przez model JH-2, w pierwszej kolejności dokonano walidacji modelu z rozwiązaniem analitycznym zaproponowanym w pracy [141], aby sprawdzić, czy uzyskiwana strefa zniszczenia dookoła pojedynczego otworu strzałowego zgadza się z rozważaniami teoretycznymi. W tym celu przeprowadzono symulacje wybuchu z wykorzystaniem model pojedynczego otworu wypełnionego ładunkiem o parametrach przedstawionych w pracy [142]. Skrócony opis procedury walidacji przedstawiono poniżej:

Na podstawie parametrów fizycznych ładunku wybuchowego i właściwości mechanicznych skały obliczono początkowe ciśnienie detonacji P_r [141]:

$$P_r = \frac{2\rho_m V_p P_0}{\rho_m V_p + \rho_{HE} D} \quad (24)$$

gdzie: V_p jest prędkością podłużną fali dźwiękowej w dolomicie [107]; ρ_m jest gęstością skały; ρ_{HE} jest gęstością ładunku wybuchowego; D jest prędkością detonacji, natomiast P_0 jest ciśnieniem detonacji w punkcie Chapmana-Jougueta. Obliczone ciśnienie początkowe działające na ściany otworu strzałowego wyniosło $P_r = 10,6$ GPa. Aby opisać oddziaływanie fali naprężenia na otaczającą skałę, wykorzystano uproszczone warunki płaskiego stanu odkształcenia dookoła otworu strzałowego. Naprężenia w dowolnym punkcie określono jako [141]:

$$\begin{cases} \sigma_r(r) = P_r (r/r_b)^{-\alpha} \\ \sigma_\theta(\sigma_r) = -\gamma\sigma_r \\ \sigma_z(\sigma_\theta, \sigma_r) = \mu_D(\sigma_\theta + \sigma_r) \end{cases} \quad (25)$$

gdzie: $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ to odpowiednio promieniowe, obwodowe i osiowe składowe tensora naprężenia; r to odległość osi ładunku od wybranego miejsca w górotworze; α to współczynnik tłumienia wynikający z obwodowego ciśnienia okólnego ($\gamma = 0,25$) oraz dynamicznego współczynnika Poissona ($\mu_D = 0,2$) i przyjmują wartości $\alpha_1 = 2,25$ and $\alpha_2 = 1,75$.

Stan naprężenia zredukowanego wokół otworu w wybranym punkcie opisano zależnością: [141]:

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2} \quad (26)$$

W zależności od spełnienia kryterium Hubera-Misesa-Hencky'ego zgodnie z warunkami danymi w równaniu (26) możemy wyodrębnić dwie strefy zniszczenia, z których kluczową jest pierwsza, wynikająca ze ściskania [141]:

$$f(x) = \begin{cases} \sigma_e > \sigma_{cd} & \text{strefa zmiążdżenia} \\ \sigma_e > \sigma_{td} & \text{strefa spękań wynikających z rozciągania} \end{cases} \quad (27)$$

gdzie: σ_{cd} oraz σ_{td} to odpowiednio dynamiczna wytrzymałość skały na ściskanie i rozciąganie. Szybkość odkształcenia rejestrowana w skale podczas wybuchu mieści się w zakresie $10,0 - 1000,0 \text{ s}^{-1}$ zatem wartości wytrzymałości przyjęte do obliczeń wynoszą kolejno $600,0 \text{ MPa}$ dla ściskania i $70,0 \text{ MPa}$ dla rozciągania.

Promień strefy zniszczenia wynikającej z działania stanu naprężenia wywołanego wybuchem jest dany równaniami [141]:

$$\frac{r_c}{r_0} = \left(\frac{KP}{\sqrt{2}\sigma_{cd}} \right)^{(1/\alpha_1)} \quad (28)$$

$$K = \sqrt{(1+\gamma^2) + 2\mu_d(\mu_d-1)(1-\gamma)^2 + (1+\gamma^2)} \quad (29)$$

Obliczona wartość strefy zniszczenia obliczona analitycznie wyniosła ok $210,0 \text{ mm}$, a różnica wynikająca z porównania z modelem numerycznym około $6,0\%$. Na tej podstawie można uznać, że zaproponowana metoda modelowania metryk jest metodą wiarygodną i może być stosowana w dalszych badaniach.

Tak uwiarygodniony model numeryczny posłużył następnie do określania wpływ odpalania ładunków urabiających na uzyskaną fragmentację i charakter spękania skały. Przebadanych zostało 5 różnych konfiguracji odpalenia kolejnych MW w otworach produkcyjnych (Rys. 19). W skrócie można opisać je następująco:

1. Odpalenie sekwencyjne symetryczne po obu stronach włomu. (Case #1).
2. Odpalenie sekwencyjne niesymetryczne, (Case #2).
3. Odpalenie każdego otworu indywidualnie – jeden po drugim. (Case #3).
4. Odpalenie warstwami poziomymi od dołu do góry. (Case #4).
5. Odpalenie wszystkich otworów w tym samym momencie. (Case #5).

w materiale. W związku z tym można stwierdzić, że głównym czynnikiem determinującym poprawność urabiania skały jest prawidłowe wykonanie otworu włomowego, co pozwala na uzyskanie powierzchni swobodnej w środku metryki, a co za tym idzie, pozwala fali naprężenia wywołanej detonacją ładunków urabiających na odspajanie kolejnych warstw skały od górotworu na skutek natrafienia fali rozciągającej na powierzchnię swobodną. Właśnie dlatego sekwencje, w których otwory nieznajdujące się bezpośrednio w pierwszej linii przy powierzchni swobodnej, są odpalane równocześnie z tymi znajdującymi się w tym miejscu i cechują się znacznie mniejszą efektywnością.

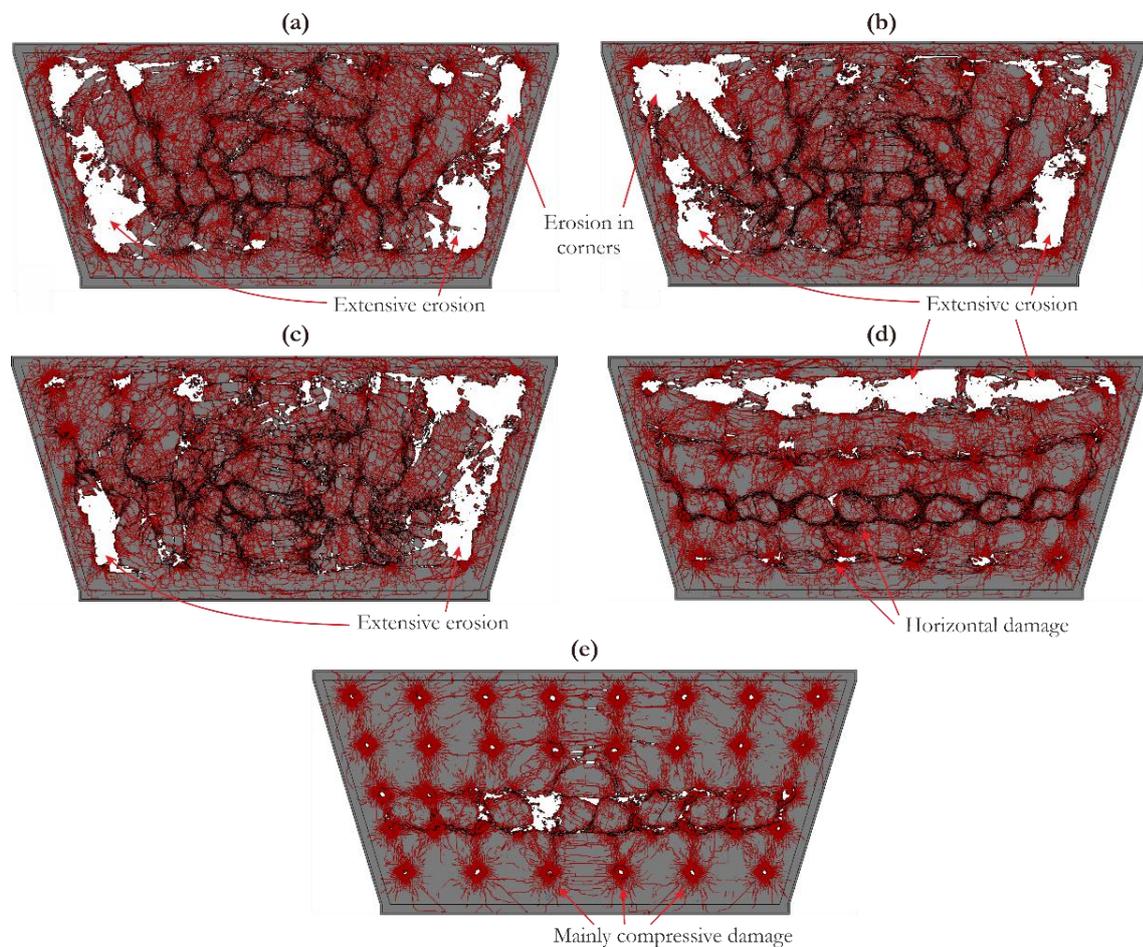
Opisane badania przeprowadzono dla dwóch reprezentacji otworu włomowego. Przypadek CH#1, w którym włom był reprezentowany jako wycięte elementy modelu stanowiące obrys skrajnych otworów włomowych. Drugi przypadek nazwany jako CH#2 został reprezentowany jako pełna symulacja włomu, co sprawiło, że w górotworze uformowały się wstępne spękania wynikające z odpalenia otworów włomowych. Porównaniu poddano ilość skały, która uległa pełnemu uszkodzeniu, tej która pozostała nienaruszona i tę, którą fizycznie usunięto z modelu na skutek erozji numerycznej. Analiza tych danych wykazała, że wstępne spękania w przypadku metody CH#2 zwiększyły ilość udziału skały nieuszkodzonej i zmniejszyły ilość skały wyerodowanej w całości modelu. Może to wynikać z faktu, że wstępnie uszkodzona skała w mniejszym stopniu przenosi naprężenia rozciągające (fizyczna interpretacja jest taka, że skała dwa skontaktowane ze sobą swobodne bloki skalne mogą ulec ściśnięciu, ale przy ich rozciągnięciu po prostu ulegną separacji bez konieczności używania dodatkowej siły na zniszczenie wiązań między ziarnami skały). Podsumowanie tych badań zestawiono w tab. 3.

Tab. 3. Podsumowanie ilości materiału uszkodzonego ($D > 0,9$), nienaruszonego oraz wyerodowanego po odpaleniu wszystkich ładunków wybuchowych dla dwóch reprezentacji włomu

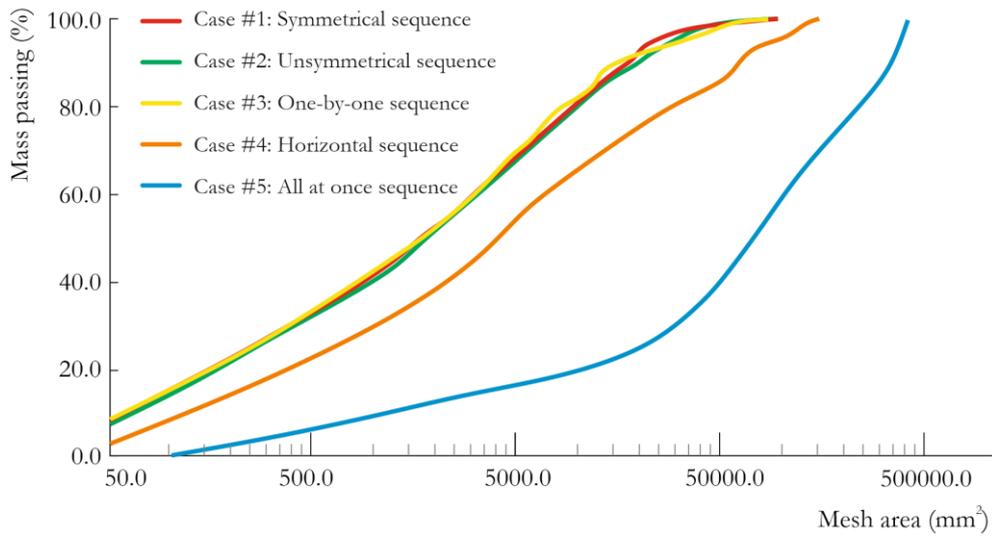
Sekwencja	Metoda odwzorowania włomu	Uszkodzona skała [%]	Nienaruszona skała [%]	Wyerodowana skała [%]
Case #1	CH #1	38,30	42,38	19,32
Case #2		37,06	42,85	20,09
Case #3		35,06	44,74	20,20
Case #4		37,84	47,84	14,32
Case #5		33,48	63,80	2,72
Case #1	CH #2	36,49	44,65	18,86
Case #2		36,67	45,65	17,68
Case #3		37,08	44,03	18,89
Case #4		37,82	50,52	11,66
Case #5		32,65	65,35	2,00
Całkowita objętość modelu: 0,076 m ³				

Podsumowując, przedstawione symulacje jednoznacznie wykazały, że charakter spękania dolomitu w małej i dużej skali, wynikający z zastosowania odmiennych modeli konstytutywnych, różni się znacząco w zależności od zaadaptowanego modelu. Wynika to przede wszystkim z odmiennych zależności użytych do obliczania akumulacji uszkodzenia

przez model. O ile odwzorowanie ilościowe (w postaci maksymalnej wytrzymałości i sztywności materiału) nie stanowi dużego problemu, o tyle jakościowa propagacja spękań była znacząco różna dla każdego z modeli. Można jednak potwierdzić, że gdy wybrany model cechuje się prawidłową implementacją akumulacji uszkodzenia na skutek rozciągania (KCC, JH-2), w zadowalającym stopniu jest on w stanie odwzorować propagację spękań wynikającą z kruchego pęknięcia. Ponadto, zastosowanie skryptu do automatycznego generowania modeli numerycznych metryk strzałowych pozwala na efektywne badanie wpływu różnych parametrów, tj. rozmieszczenia otworów strzałowych czy zmiany sekwencji i opóźnień detonacji na uzyskiwany charakter spękań, a co za tym idzie stopień skruszenia i jakości urobku.



Rys. 20. Widok fragmentacji na skutek sekwencyjnego odpalenia ładunków wybuchowych przy zastosowaniu różnych czasów opóźnienia odpalenia: opisy (a) – (e) zgodne kolejno z opisami Case #1 – Case #5 (źródło: opracowanie własne)



Rys. 21. Wykres fragmentacji skały dla pięciu różnych sekwencji detonacji ładunków wybuchowych (źródło: opracowanie własne)

6. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono całościowy schemat postępowania, jaki należy przeprowadzić, aby z dużą wiarygodnością oszacować parametry modeli konstytutywnych do modelowania materiałów kruchych i bardzo kruchych, jak np. skała. Przeprowadzenie szeregu eksperymentów w statycznych i dynamicznych warunkach obciążeń dostarcza informacji o zachowaniu się badanego materiału w specyficznych stanach obciążenia i naprężenia. Pozwala to na walidację oszacowanych parametrów modeli konstytutywnych. Na podstawie przeprowadzonych badań można sformułować następujące wnioski:

- Pełne scharakteryzowanie właściwości mechanicznych skały wymaga przeprowadzenia szeregu testów laboratoryjnych w warunkach statycznych i dynamicznych, w prostych i złożonych stanach obciążenia. Zalecane przez Międzynarodowe Towarzystwo Mechaniki Skał (ang. *International Society of Rock Mechanics*, ISRM) eksperymenty pozwalają na uzyskanie danych wytrzymałościowych dla określonych warunków obciążenia, a także parametrów określających cechy odporności na pękanie, przy równoczesnej minimalizacji wpływu czynników zewnętrznych na uzyskiwane wyniki. Konieczne jest przebadanie odpowiedniej ilości próbek skalnych, w celu uśrednienia wyników eksperymentalnych.
- Oszacowanie parametrów modelu konstytutywnego na bazie eksperymentów pozwala na odwzorowanie ilościowe i jakościowe zachowania obserwowanego podczas deformacji skały w warunkach statycznych i dynamicznych.
- Model KCC pozwala na odwzorowanie spękań wynikających ze ściskania i rozciągania, jednak uproszczenia zastosowane przy implementacji funkcji akumulacji uszkodzeń, które sprawiają, że model cechuje się dużą plastycznością i występowaniem niestabilności numerycznych po przekroczeniu wytrzymałości maksymalnej, wymagają zastosowania specjalnej iteracyjno- optymalizacyjnej procedury kalibracyjnej. Jej wykorzystanie pozwala na uzyskanie zadowalającej zgodności wyników symulacji i testów eksperymentalnych.
- Model JHC ze względu na brak możliwości akumulacji uszkodzeń wynikających z rozciągania nie jest w stanie odwzorować spękań wynikających z tego stanu obciążenia, przez co znajduje zastosowanie jedynie w przypadkach, w których ściskanie pełni dominującą rolę przy propagacji zniszczenia. Ponadto model ten wymaga osobnego szacowania parametrów dla obciążeń statycznych i dynamicznych
- Model JH-2 w sposób prawidłowy odwzorowuje propagację spękań w warunkach dynamicznego ściskania i rozciągania, jednak brak uwzględnienia testów trójosiowych na etapie szacowania parametrów powierzchni zniszczenia sprawia, że wpływ trójosiowości jest pomijalny, co może powodować przeszacowanie zniszczenia w złożonych stanach obciążenia. Finalnie, model ten cechuje się największym potencjałem do modelowania zagadnień, w których kruche pękanie skały odgrywa istotną rolę.
- Na podstawie aplikacji modelu JH-2 do strzelań dołowych wykazano, że głównym czynnikiem determinującym poprawność robót strzałowych jest prawidłowe

odstrzelenie włomu, a co za tym idzie uzyskanie dużej powierzchni swobodnej dającej miejsce do zapadnięcia się skały na skutek detonacji otworów strzałowych.

- Możliwe jest zaadaptowanie parametrów funkcji SWEBREC dla dalszych modyfikacji robót strzałowych i uzależnienie jej od parametrów skały tak, aby nie było konieczności każdorazowego prowadzenia symulacji numerycznych.
- Obliczenia numeryczne, po odpowiednim przygotowaniu, pozwalają na efektywną predykcję urobku w efekcie prowadzenia strzelania podziemnego dla różnych materiałów skalnych.

7. Oryginalne elementy pracy

W opinii Doktoranta elementami oryginalnymi rozprawy doktorskiej są:

- Charakteryzacja szeregu właściwości mechanicznych dla skały, tj. dolomitu, na podstawie autorskich wyników testów eksperymentalnych obejmujących jedno i wieloosiowe stany obciążenia w warunkach statycznych, dynamicznych oraz cyklicznych, a także uzupełnienie ich o odpowiadające im wyniki z literatury dla rozszerzonego zakresu stanów obciążenia.
- Pierwsze dostępne w literaturze kompleksowe oszacowanie parametrów dla związków konstytutywnych na bazie dolomitu wraz z przedstawieniem pełnego eksperymentalno-numerycznego podejścia do wyznaczenia parametrów dla trzech modeli konstytutywnych: KCC, JHC oraz JH-2.
- Opracowanie oryginalnych modeli numerycznych dla wszystkich testów eksperymentalnych oraz dodatkowych nienormatywnych symulacji testowych służących do walidacji wypracowanych parametrów modeli konstytutywnych.
- Przeprowadzenie szerokiego studium parametrycznego obejmującego zmienność wartości parametrów charakteryzujących model KCC i JHC, jak również wpływ gęstości siatki elementów skończonych na uzyskiwane wyniki wraz z przedstawieniem uproszczonych metod normalizacji zastosowanych modeli.
- Opracowanie bazującego na optymalizacji parametrycznej algorytmu postępowania do wyznaczania parametrów sterujących ewolucją uszkodzeń w modelu KCC, umożliwiającą odwzorowanie procesu bardzo szybkiego uwalniania energii w fazie osłabienia materiału (odwzorowujące dużą kruchość), bazując na procedurze optymalizacyjnej.
- Zaproponowanie indywidualnej aplikacji i sposobu szacowania parametrów modelu JHC, osobno dla zakresów statycznych i dynamicznych, bazując na kryterium Mohra-Coulomba oraz danych eksperymentalnych.
- Bezpośrednie porównanie trzech modeli konstytutywnych (modeli KCC i JHC, na których w głównej mierze skupiono się podczas opisywanych badań, oraz modelu JH-2, w którego kalibracji uczestniczyłem jako autor pomocniczy) w aplikacji do odwzorowania zjawisk, w których występują trzy odmienne i niezależne od siebie mechanizmy powodujące propagację spękań w skale, uzupełnione opisem ograniczeń każdego z modeli oraz ewentualnymi możliwościami ich pominięcia za sprawą udoskonalonego procesu kalibracji parametrów tych modeli.
- Zaproponowanie automatycznie generowanych modeli reprezentatywnych metryk strzałowych do symulacji procesu strzelania podziemnego, a także została zaprezentowana analiza ilościowa i jakościowa uzyskanej fragmentacji z wykorzystaniem gęstości spękań oraz funkcji SWEBREC.

8. Kierunki dalszych badań

Przedstawione rozważania są częścią projektu skupiającego się na optymalizacji parametrycznej procesu strzelań dołowych. Jego efektywność zależy przede wszystkim od rozkładu otworów strzałowych, ich geometrii oraz opóźnienia pomiędzy kolejnymi detonacjami ładunków wybuchowych. Wyniki i metodologie będące efektem działań podjętych i opisanych w niniejszej rozprawie doktorskiej zostaną zaaplikowane do optymalizacji wskazanych parametrów tak, aby przy zminimalizowaniu kosztów urabiania skały uzyskać urobek o optymalnej wielkości. Dodatkowo, parametry skały uzależnione zostaną od jej podstawowego parametru – wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie tak, aby uczynić obliczenia bardziej uniwersalnymi.

Dodatkowo, w ramach dalszych badań planowane jest wyznaczenie parametrów dla modeli konstytutywnych, które separują zniszczenie wynikające ze ściskania i rozciągania, m.in. model Riedel-Hiermaier-Thoma (RHT). Procedura ta poprzedzona będzie jednak wykonaniem dodatkowych testów eksperymentalnych, które pozwolą na zdefiniowanie zachowania dwu i trójosiowego w warunkach rozciągania, które stanowią istotny parametr we wspomnianym modelu. Wszelkie uzyskane wyniki będą na bieżąco publikowane w czasopismach o wysokim współczynniku wpływu IF.

Kolejne prace Autor zamierza skupić się także na modelowaniu fragmentacji dolomitu i piaskowca w pełnej skali w warunkach „*in situ*” z wykorzystaniem pełnego trójwymiarowego modelu tak, aby uwzględnić trzy strefy rozwoju pęknięć podczas detonacji ładunku wybuchowego w górotworze.

9. Bibliografia

- [1] Ö. Aydan, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, CRC Press, Taylor and Francis Group, Okinawa, Japan, 2020.
- [2] K. Mogi, Fracture and flow of rocks under high triaxial compression, *Journal of Geophysical Research*. 76 (1971) 1255–1269.
- [3] A. Hackston, E. Rutter, The Mohr-Coulomb criterion for intact rock strength and friction - A re-evaluation and consideration of failure under polyaxial stresses, *Solid Earth*. 7 (2016) 493–508. doi:10.5194/se-7-493-2016.
- [4] B.S. Aadnøy, R. Looyeh, Rock strength and rock failure, in: *Petroleum Rock Mechanics*, Elsevier, 2019; pp. 145–163. doi:10.1016/b978-0-12-815903-3.00009-1.
- [5] H.K. Kutter, C. Fairhurst, On the fracture process in blasting, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences And*. 8 (1971) 181–202. doi:10.1016/0148-9062(71)90018-0.
- [6] M.B. Patel, M. V. Shah, Strength Characteristics for Limestone and Dolomite Rock Matrix using Tri-Axial System, *International Journal of Science Technology & Engineering*. 1 (2015) 114–124.
- [7] M. You, True-triaxial strength criteria for rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 46 (2009) 115–127. doi:10.1016/j.ijrmmms.2008.05.008.
- [8] H.G. Machel, E.W. Mountjoy, Chemistry and environments of dolomitization - A reappraisal, *Earth Science Reviews*. 23 (1986) 175–222. doi:10.1016/0012-8252(86)90017-6.
- [9] J. Cieřlik, Results of triaxial compression tests on LGOM sandstone and dolomite in the context of the elastic-plastic constitutive model selection, *Archives Of Mining Sciences*. 52 (2007) 437–451.
- [10] P. Pandey, D.P. Singh, Deformation of a rock in different tensile tests, *Engineering Geology*. 22 (1986) 281–292. doi:10.1016/0013-7952(86)90029-3.
- [11] B.K. Atkinson, *Fracture Mechanics of Rock*, I, Academic Press Inc., London, 1987.
- [12] K. Mogi, Effect of the intermediate principal stress on rock failure, *Journal of Geophysical Research*. 72 (1967) 5117–5131. doi:10.1029/jz072i020p05117.
- [13] J. Handin, H.C. Heard, J.N. Magouirk, Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates, *Journal of Geophysical Research*. 72 (1967) 611–640.
- [14] F.J. Santarelli, E.T. Brown, Failure of three sedimentary rocks in triaxial and hollow cylinder compression tests, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences And*. 26 (1989) 401–413. doi:10.1016/0148-9062(89)90936-4.
- [15] I. Tomac, M. Sauter, A review on challenges in the assessment of geomechanical rock performance for deep geothermal reservoir development, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. 82 (2018) 3972–3980. doi:10.1016/j.rser.2017.10.076.
- [16] J. Zhang, Q.B. Zhao, A Review of Dynamic Experimental Techniques and Mechanical Behaviour of Rock Materials, *Rock Mechanics Rock Engineering*. 47 (2014) 1411–1478. doi:10.1007/s00603-013-0463-y.
- [17] K. Liu, Q.B. Zhang, J. Zhao, Dynamic increase factors of rock strength, in: Li, Li, Zhang (Eds.), *Rock Dynamics - Experiments, Theories and Applications -*, Taylor & Francis Group, 2018; pp. 169–174.
- [18] M. Pająk, P. Baranowski, J. Janiszewski, M. Kucewicz, Ł. Mazurkiewicz, B. Łaźniewska-Piekarczyk, Experimental testing and 3D meso-scale numerical simulations of SCC subjected to high compression strain rates, *Construction and Building Materials*. 302 (2021). doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.124379.
- [19] Experimental study on granite and the determination of its true strain-rate effect, (2014) 675–694.
- [20] S. Mishra, H. Meena, T. Chakraborty, P. Chandel, M. Singh, High strain rate characterization of Himalayan dolomite, *Procedia Engineering*. 173 (2017) 822–829. doi:10.1016/j.proeng.2016.12.110.
- [21] X.B. Li, T.S. Lok, J. Zhao, Dynamic Characteristics of Granite Subjected to Intermediate Loading Rate, 38 (2005) 21–39. doi:10.1007/s00603-004-0030-7.
- [22] Y. Liu, F. Dai, A review of experimental and theoretical research on the deformation and failure behavior of rocks subjected to cyclic loading, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 13 (2021) 1203–1230. doi:10.1016/j.jrmge.2021.03.012.
- [23] S. Wood, D. G. Oertel, J. Singh, H. Bennett, Strain and Anisotropy in Rocks [and Discussion], *Philosophical Transactions of the Royal Society of London - Mathematical and Physical Sciences*. 283 (1976) 27–42.
- [24] E. Puskarczyk, P. Krakowska, K. Wawrzyniuk-Guz, J. Jarzyna, Elastic wave velocities measurements and stress-strain characteristics under triaxial compression conditions for elastic and carbonate rock samples, 101 (2017) 313–322.
- [25] S.Q. Yang, Y.H. Huang, H.W. Jing, X.R. Liu, Discrete element modeling on fracture coalescence behavior of red sandstone containing two unparallel fissures under uniaxial compression, *Engineering Geology*. 178 (2014) 28–48. doi:10.1016/j.enggeo.2014.06.005.
- [26] D. Bahat, A. Rabinovitch, V. Frid, Fracture characterization of chalk in uniaxial and triaxial tests by rock mechanics, fractographic and electromagnetic radiation methods, *Journal of Structural Geology*. 23 (2001) 1531–1547. doi:10.1016/S0191-8141(01)00018-9.
- [27] Q. bin Meng, J.F. Liu, L. Ren, H. Pu, Y. long Chen, Experimental Study on Rock Strength and Deformation Characteristics Under Triaxial Cyclic Loading and Unloading Conditions, *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 54 (2021) 777–797. doi:10.1007/s00603-020-02289-8.
- [28] T. Stoxreiter, P. Gehwolf, R. Galler, Alternative Approaches for the Determination of Unconfined Rock Deformation and Strength Properties, *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 53 (2020) 411–433. doi:10.1007/s00603-019-01908-3.
- [29] X. Yu, C.D. Da Gama, Y. Na, Q. Wang, Q. Xie, Deformation behaviour of rocks under compression and direct tension, *Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*. 105 (2005) 55–62.
- [30] C. Yi, Improved blasting results with precise initiation – Numerical simulation of small-scale tests and full-scale bench blasting, (2013).
- [31] F. Ouchterlony, J.A. Sanchidrián, A review of development of better prediction equations for blast fragmentation, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 11 (2019) 1094–1109. doi:10.1016/j.jrmge.2019.03.001.
- [32] A. Tavallali, A. Vervoort, Behaviour of layered sandstone under Brazilian test conditions: Layer orientation and shape effects, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 5 (2013) 366–377. doi:10.1016/j.jrmge.2013.01.004.
- [33] Z. Huang, Y. Zhang, Y. Li, D. Zhang, T. Yang, Z. Sui, Determining Tensile Strength of Rock by the Direct Tensile, Brazilian Splitting, and Three-Point Bending Methods: A Comparative Study, *Advances in Civil Engineering*. 2021 (2021). doi:10.1155/2021/5519230.
- [34] M. Eidini, Zigzag-base folded sheet cellular mechanical metamaterials, *Extreme Mechanics Letters*. 6 (2016) 96–102. doi:10.1016/j.eml.2015.12.006.
- [35] S. Ghouli, B. Bahrami, M.R. Ayatollahi, T. Driesner, M. Nejati, Introduction of a Scaling Factor for Fracture Toughness Measurement of Rocks Using the Semi-circular Bend Test, *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 54 (2021) 4041–4058. doi:10.1007/s00603-021-02468-1.
- [36] B. Bahrami, M.R. Ayatollahi, A.M. Mirzaei, M.Y. Yahya, Support Type Influence on Rock Fracture Toughness Measurement Using Semi-circular Bending Specimen, *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 53 (2020) 2175–2183. doi:10.1007/s00603-019-02023-z.
- [37] H. Guo, N.I. Aziz, L.C. Schmidt, Rock fracture-toughness determination by the Brazilian test, *Engineering Geology*. 33 (1993) 177–188. doi:10.1016/0013-7952(93)90056-I.

- [38] X. Xu, S. Wu, A. Jin, Y. Gao, Review of the Relationships between Crack Initiation Stress, Mode I Fracture Toughness and Tensile Strength of Geo-Materials, *International Journal of Geomechanics*. 18 (2018) 04018136. doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001227.
- [39] S.H. Chang, C.I. Lee, S. Jeon, Measurement of rock fracture toughness under modes I and II and mixed-mode conditions by using disc-type specimens, *Engineering Geology*. 66 (2002) 79–97. doi:10.1016/S0013-7952(02)00033-9.
- [40] Q. Rao, Z. Sun, O. Stephansson, C. Li, B. Stillborg, Shear fracture (Mode II) of brittle rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 40 (2003) 355–375. doi:10.1016/S1365-1609(03)00003-0.
- [41] Y. Zhang, D. Yu, Comparative Study on the Test Method for Tensile Elastic Modulus of Rock Materials, *Advances in Civil Engineering*. 2019 (2019). doi:10.1155/2019/3161953.
- [42] Z.P. Bažant, Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal, *Journal of Engineering Mechanics*. 110 (1984) 518–535. doi:10.1061/(asce)0733-9399(1984)110:4(518).
- [43] M.A. Perras, M.S. Diederichs, A Review of the Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing, *Geotechnical and Geological Engineering*. 32 (2014) 525–546. doi:10.1007/s10706-014-9732-0.
- [44] Z.P. Bažant, R. Gettu, M.T. Kazemi, Identification of nonlinear fracture properties from size effect tests and structural analysis based on geometry-dependent R-curves, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences And*. 28 (1991) 43–51. doi:10.1016/0148-9062(91)93232-U.
- [45] I.L. Lim, I.W. Johnston, S.K. Choi, Stress intensity factors for semi-circular specimens under three-point bending, *Engineering Fracture Mechanics*. 44 (1993) 363–382. doi:10.1016/0013-7944(93)90030-V.
- [46] L.N. Germanovich, A. V. Dyskin, Fracture mechanisms and instability of openings in compression, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 37 (2000) 263–284. doi:10.1016/S1365-1609(99)00105-7.
- [47] L. Chun-rui, K. Li-jun, Q. Qing-xing, M. De-bing, L. Quan-ming, X. Gang, The numerical analysis of borehole blasting and application in coal mine roof-weaken, *Procedia Earth and Planetary Science*. 1 (2009) 451–459. doi:10.1016/j.proeps.2009.09.072.
- [48] Q.B.Z.J. Zhao, Quasi-static and dynamic fracture behaviour of rock materials: phenomena and mechanisms, (2014) 1–32. doi:10.1007/s10704-014-9959-z.
- [49] A. Poszytek, B. Rybak-Ostrowska, P. Łukaszewski, M. Włodarczyk, Gas trap stability in the Zechstein Limestone from the Rudna Copper Mine (SW Poland), *International Journal of Earth Sciences*. 109 (2020) 439–463. doi:10.1007/s00531-019-01813-8.
- [50] J. Su, L. Zhang, Y. Zhao, Numerical simulation of fracture process of concrete under uniaxial compression via PFC2D, *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 61 (2017). doi:10.1088/1755-1315/61/1/012069.
- [51] M.J. Metzger, B.J. Glasser, Numerical investigation of the breakage of bonded agglomerates during impact, *Powder Technology*. 217 (2012) 304–314. doi:10.1016/j.powtec.2011.10.042.
- [52] G. Sivakumar, V.B. Maji, Simulation of crack propagation in rocks by XFEM, (2016). doi:10.2991/rare-16.2016.46.
- [53] E. Hoek, E.T. Brown, The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 11 (2019) 445–463. doi:10.1016/j.jrmge.2018.08.001.
- [54] E. Hoek, E.T. Brown, Practical estimates of rock mass strength, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. (1997). doi:10.1016/S1365-1609(97)80069-X.
- [55] A. Lv, H. Masoumi, S.D.C. Walsh, H. Roshan, Elastic-Softening-Plasticity Around a Borehole: An Analytical and Experimental Study, *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 52 (2019) 1149–1164. doi:10.1007/s00603-018-1650-7.
- [56] L. Chang, H. Konietzky, Application of the Mohr-Coulomb yield criterion for rocks with multiple joint sets using fast Lagrangian analysis of continua 2D (FLAC2D) software, *Energies*. 11 (2018). doi:10.3390/en11030614.
- [57] X. Zhang, H. Hao, G. Ma, Dynamic material model of annealed soda-lime glass, *International Journal of Impact Engineering*. 77 (2015) 108–119. doi:10.1016/j.ijimpeng.2014.11.016.
- [58] P. Baranowski, J. Malachowski, Possibilities of rock constitutive modelling and simulation, *AIP Conference Proceedings*. (2017) 2–3. doi:10.1063/1.5019135.
- [59] D.S. Cronin, K. Bui, C. Kaufmann, G. McIntosh, T. Berstad, D. Cronin, Implementation and Validation of the Johnson-Holmquist Ceramic Material Model in LS-Dyna Authors : Correspondence :, (n.d.) 47–60.
- [60] H.A. Ai, NUMERICAL MODELING OF SHOCK-INDUCED DAMAGE GRANITE UNDER DYNAMIC, (2006) 1503–1506.
- [61] M.M. Banadaki, B. Mohanty, Numerical simulation of stress wave induced fractures in rock, *International Journal of Impact Engineering*. 40–41 (2012) 16–25. doi:10.1016/j.ijimpeng.2011.08.010.
- [62] G.M. Ren, H. Wu, Q. Fang, X.Z. Kong, Parameters of Holmquist–Johnson–Cook model for high-strength concrete-like materials under projectile impact, *International Journal of Protective Structures*. 8 (2017) 352–367. doi:10.1177/2041419617721552.
- [63] M.J. Islam, S. Swaddiwudhipong, Z.S. Liu, Penetration of concrete targets using a modified Holmquist–Johnson–Cook material model, *International Journal of Computational Methods*. 09 (2013) 1250056. doi:10.1142/s0219876212500569.
- [64] H.A. Ai, T.J. Ahrens, Numerical modeling of shock-induced damage for granite under dynamic loading, *AIP Conference Proceedings*. 845 (2006) 1431–1434. doi:10.1063/1.2263593.
- [65] A. Mardalizad, A. Manes, M. Giglio, The numerical modelling of a middle strength rock material under flexural test by finite element method-coupled to-SPH modeling of a high pressure airplane gas turbine engine, *Procedia Structural Integrity*. 3 (2017) 395–401. doi:10.1016/j.prostr.2017.04.050.
- [66] J. Wu, L.L. Li, X. Du, X. Liu, W. Feng, B. Chen, F. Yang, F. Liu, L.L. Li, L. Jing, H. Li, Z. Li, B. Zhong, Y.Y. Shi, M.G. Stewart, L.J. Malvar, D. Simons, Y.Y. Shi, M.G. Stewart, J.M. Magallanes, Y. Wu, L.J. Malvar, J.E. Crawford, J.M. Magallanes, R. Guo, H. Ren, L. Zhang, Z. Long, X. Jiang, X. Wu, H. Wang, Q. Yu, Z.Y. Chen, J. Yang, K. Rong, Z. Wu, J. Zhang, H. Yu, H. Ma, Spatial reliability analysis of explosive blast load damage to reinforced concrete columns, *Structural Safety*. 53 (2020) 13–25. doi:10.1016/j.strusafe.2014.07.003.
- [67] Y. Wu, J.E. Crawford, J.M. Magallanes, Concrete Constitutive Models, 12th International LS-DYNA Users Conference. (2012) 1–14.
- [68] A. Mardalizad, R. Scazzosi, A. Manes, M. Giglio, Testing and numerical simulation of a medium strength rock material under unconfined compression loading, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 10 (2018) 197–211. doi:10.1016/j.jrmge.2017.11.009.
- [69] C. Grunwald, B. Schaufelberger, A. Stolz, W. Riedel, T. Borrvall, A general concrete model in hydrocodes: Verification and validation of the Riedel–Hiermaier–Thoma model in LS-DYNA, *International Journal of Protective Structures*. 8 (2017) 58–85. doi:10.1177/2041419617695977.
- [70] J. Sjöberg, M. Schill, D. Hilding, D. Johansson, Computer simulations of blasting with precise initiation, *Eurock 2012 – the 2012 ISRM International Symposium*. (2012) 28–30.
- [71] L.X. Xie, W.B. Lu, Q.B. Zhang, Q.H. Jiang, M. Chen, J. Zhao, Analysis of damage mechanisms and optimization of cut blasting design under high in-situ stresses, *Tunnelling and Underground Space Technology*. 66 (2017) 19–33. doi:10.1016/J.TUST.2017.03.009.
- [72] N. Markovich, E. Kochavi, G. Ben-Dor, Calibration of a Concrete Damage Material Model in LS-Dyna for a Wide Range of Concrete Strengths, *IWSRIB_2009_Haifa*. (2009). doi:10.13140/RG.2.1.3503.4723.
- [73] K.A. Gomathi, A. Rajagopal, K.S.S. Reddy, B. Ramakrishna, Plasticity based material model for concrete subjected to dynamic loadings, *International Journal of Impact Engineering*. 142 (2020) 103581. doi:10.1016/J.IJIMPENG.2020.103581.

- [74] P. Grassl, D. Xenos, U. Nyström, R. Rempling, K. Gylltoft, CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete, *International Journal of Solids and Structures*. 50 (2013) 3805–3816. doi:10.1016/j.ijsolstr.2013.07.008.
- [75] L.E. Schwer, Y.D. Murray, No Title, 7th International LSDYNA Users Conference. (2002) 35–50.
- [76] A. Winnicki, C.J. Pearce, N. Bičanić, Viscoplastic Hoffman consistency model for concrete, *Computers and Structures*. (2001). doi:10.1016/S0045-7949(00)00110-3.
- [77] J. Pamin, R. de Borst, Stiffness degradation in gradient-dependent coupled damage-plasticity, *Archives of Mechanics*. 51 (1999) 419–446. <http://cat.inist.fr/?aModele=afficheN&cpsid=1187757>.
- [78] M. Nikolić, T. Roje-Bonacci, A. Ibrahimbegović, OVERVIEW OF THE NUMERICAL METHODS FOR THE MODELLING OF ROCK MECHANICS PROBLEMS, *Tehnicki Vjesnik*. 23 (2016) 627–637. doi:10.17559/TV-20140521084228.
- [79] H. Zhang, T. Li, S. Wu, X. Zhang, W. Gao, Q. Shi, A study of innovative cut blasting for rock roadway excavation based on numerical simulation and field tests, *Tunnelling and Underground Space Technology*. 119 (2022) 104233. doi:10.1016/J.TUST.2021.104233.
- [80] M. Abedini, C. Zhang, Performance Assessment of Concrete and Steel Material Models in LS-DYNA for Enhanced Numerical Simulation, A State of the Art Review, *Archives of Computational Methods in Engineering*. 28 (2021) 2921–2942. doi:10.1007/s11831-020-09483-5.
- [81] G.D. Nguyen, An enriched constitutive model for fracture propagation analysis using the material point method, *Applied Mechanics and Materials*. 553 (2014) 731–736. doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.553.731.
- [82] A. Hillerborg, M. Modeer, P.E. Petersson, Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, American Concrete Institute, ACI Special Publication. SP-249 (2008) 225–237.
- [83] M.A. Crisfield, Snap-through and snap-back response in concrete structures and the dangers of under-integration, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 22 (1986) 751–767. doi:10.1002/nme.1620220314.
- [84] H. Liu, L. Li, S. Zhao, S. Hu, Complete stress–strain constitutive model considering crack model of brittle rock, *Environmental Earth Sciences*. 78 (2019) 1–18. doi:10.1007/s12665-019-8643-z.
- [85] W.F. Brace, A Note on Brittle Crack Growth in Compression, *Journal of Geophysical Research*. (1963).
- [86] S. Esen, I. Onederra, H.A. Bilgin, Modelling the size of the crushed zone around a blasthole, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 40 (2003) 485–495. doi:10.1016/S1365-1609(03)00018-2.
- [87] F. V. Donzé, J. Bouchez, S.A. Magnier, Modeling fractures in rock blasting, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 34 (1997) 1153–1163. doi:10.1016/S1365-1609(97)80068-8.
- [88] W.C. Zhu, J. Wei, J. Zhao, L.L. Niu, 2D numerical simulation on excavation damaged zone induced by dynamic stress redistribution, *Tunnelling and Underground Space Technology*. 43 (2014) 315–326. doi:10.1016/j.tust.2014.05.023.
- [89] R. Hudson, J.A. Ulusay, *The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007-2014*, Springer, 2007.
- [90] Z.T. Bieniawski, Mechanism of brittle fracture of rock. Part I-theory of the fracture process, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 4 (1967) 395–406.
- [91] C. Fairhurst, On the validity of the “Brazilian” test for brittle materials, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences And*. 1 (1964) 535–546. doi:10.1016/0148-9062(64)90060-9.
- [92] R. Gutiérrez-Moizant, M. Ramírez-Berasategui, S. Santos-Cuadros, C.C. García-Fernández, A Novel Analytical Solution for the Brazilian Test with Loading Arcs, *Mathematical Problems in Engineering*. 2020 (2020). doi:10.1155/2020/2935812.
- [93] W. Zeller, Effects of Barium-Based additive on diesel exhaust particulate, United States Department of interior, 1987.
- [94] P. Baranowski, R. Gieleta, J. Malachowski, K. Damaziak, L. Mazurkiewicz, Split Hopkinson Pressure Bar impulse experimental measurement with numerical validation, *Metrology and Measurement Systems*. 21 (2014) 47–58. doi:10.2478/mms-2014-0005.
- [95] M. Pająk, J. Janiszewski, L. Kruszka, Laboratory investigation on the influence of high compressive strain rates on the hybrid fibre reinforced self-compacting concrete, *Construction and Building Materials*. 227 (2019) 116687. doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.116687.
- [96] L. Jin, C. Xu, Y. Han, X. Du, Effect of End Friction on the Dynamic Compressive Mechanical Behavior of Concrete under Medium and Low Strain Rates, *Shock and Vibration*. 2016 (2016). doi:10.1155/2016/6309073.
- [97] D. Li, L.N.Y. Wong, The brazilian disc test for rock mechanics applications: Review and new insights, *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 46 (2013) 269–287. doi:10.1007/s00603-012-0257-7.
- [98] S. Serdengecti, G. Boozer, The effects of strain rate and temperature on the behavior of rocks subjected to triaxial compression, in: *The 4th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, 1961.
- [99] X. qin Li, Q. jun Chen, J.F. Chen, J. zhi Liao, Y. Lu, Dynamic increase factor (DIF) for concrete in compression and tension in FE modelling with a local concrete model, *International Journal of Impact Engineering*. 163 (2022) 104079. doi:10.1016/j.ijimpeng.2021.104079.
- [100] T. Report, P. Kotronis, E. Centrale, Implementation of path following techniques into the finite element code LAGAMINE, (2009).
- [101] M.I. Shahrin, R.A. Abdullah, S. Jeon, B. Jeon, R. Sa’ Ari, M.N.A. Alel, Calibration of rock Brazilian test using discrete element method in LS-DYNA, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 849 (2020). doi:10.1088/1757-899X/849/1/012026.
- [102] D.E. Grady, W.J. Murri, K.D. Mahrer, Shock compression of dolomite, *Journal of Geophysical Research*. 81 (1976) 889.
- [103] D.B. Larson, Shock wave studies in Blair dolomite, *Journal of Geophysical Research*. 85 (1980) 293–297. doi:10.1029/jb085ib01p00293.
- [104] D.E. Grady, R.L. Moody, *Shock Compression Profiles in Ceramics*, (1996).
- [105] J.L. Shang, L.T. Shen, J. Zhao, Hugoniot equation of state of the Bukit Timah granite, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 37 (2000) 705–713. doi:10.1016/S1365-1609(00)00002-2.
- [106] H.C. Heard, A. Duba, A.E. Abey, R.N. Schock, *Mechanical properties of Blair dolomite*, Livmore, California, 1973.
- [107] A. Kravcov, O. Franek, N. Morozov, M. Kucwicz, M. Tomaszewski, P. Svoboda, P. Baranowski, Laser ultrasonic measurement of mechanical decay in limestone caused by freeze-thaw cycles, *Acta Polytechnica*. 60 (2020) 410–414. doi:10.14311/AP.2020.60.0410.
- [108] Y.Q. Ding, W.H. Tang, R.Q. Zhang, X.W. Ran, No Title, *Defence Science Journal*. 63 (2013) 524–530. doi:10.14429/dsj.63.3866.
- [109] B. Haimson, C. Chang, A new true triaxial cell for testing mechanical properties of rock, and its use to determine rock strength and deformability of Westerly granite, *37 (2000) 285–296*.
- [110] G.R. Johnson, T.J. Holmquist, Response of boron carbide subjected to large strains, high strain rates, and high pressures, *Journal of Applied Physics*. 85 (1999) 8060–8073. doi:10.1063/1.370643.
- [111] J. Wang, Y. Yin, C. Luo, Johnson–Holmquist-II(JH-2) Constitutive Model for Rock Materials: Parameter Determination and Application in Tunnel Smooth Blasting, *Applied Sciences*. 8 (2018) 1675. doi:10.3390/app8091675.
- [112] L.J. Malvar, J.E. Crawford, K.B. Morrill, K&C concrete material model Release III-automated generation of material model input, Technical report TR-99-24.3, 2000.
- [113] L.J. Malvar, J.E. Crawford, J.W. Wesevich, D. Simons, A plasticity concrete material model for DYNA3D, *International Journal of Impact Engineering*. 19 (1997) 847–873. doi:10.1016/S0734-743X(97)00023-7.
- [114] J. Hallquist, *LS-DYNA® theory manual*, 2006.

- [115] J.M. Magallanes, Y. Wu, L.J. Malvar, J.E. Crawford, Recent improvements to release III of the K&C concrete model, 11th International LS-DYNA User Conference. (2010) 37–48. <https://www.dynalook.com/international-conf-2010/Simulation-1-4.pdf>.
- [116] T.J. Holmquist, G.R. Johnson, W.H.H. Cook, A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates and high pressures, in: 14th International Symposium, Vol 2; Warhead Mechanisms, Terminal Ballistics, Quebec; Canada, 1993: pp. 591–600.
- [117] T.J. Holmquist, G.R. Johnson, D.E. Grady, C.M. Lopatin, E.S.H. Jr, High Strain Rate Properties And Constitutive Modeling Of Glass, in: 15th International Symposium on Ballistics, Jerusalem, 1995.
- [118] M. Bukowska, U. Sanetra, Badania konwencjonalnego trójosiowego sciskania granitu i dolomitu w aspekcie ich własności mechanicznych (in polish), *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*. 24 (2008) 345–358.
- [119] Z. Bakri, A. Zaoui, Structural and mechanical properties of dolomite rock under high pressure conditions: A first-principles study, *Physica Status Solidi (B) Basic Research*. 248 (2011) 1894–1900. doi:10.1002/pssb.201046465.
- [120] Y.H. Hatzor, V. Palchik, A microstructure-based failure criterion for Aminadav dolomites, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 35 (1998) 797–805. doi:10.1016/S0148-9062(98)00004-7.
- [121] J. Cieślak, Onset of crack initiation in uniaxial and triaxial compression tests of dolomite samples, *Studia Geotechnica et Mechanica*. 36 (2014) 23–27. doi:10.2478/sgem-2014-0003.
- [122] A. Mardalizad, M. Caruso, A. Manes, M. Giglio, Investigation of mechanical behaviour of a quasi-brittle material using Karagozian and Case concrete (KCC) model, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. (2019). doi:10.1016/j.jrmge.2019.01.005.
- [123] A.G.G. Hanssen, O.S.S. Hopperstad, M. Langseth, H. Ilstad, Validation of constitutive models applicable to aluminium foams, *International Journal of Mechanical Sciences*. 44 (2002) 359–406. doi:10.1016/S0020-7403(01)00091-1.
- [124] M. Kuczewicz, P. Baranowski, J. Małachowski, A. Popławski, P. Płatek, Modelling, and characterization of 3D printed cellular structures, *Materials and Design*. 142 (2018) 177–189. doi:10.1016/j.matdes.2018.01.028.
- [125] J.E. Crawford, Y. Wu, H. Choi, J. Magallanes, S. Lan, Use and validation of the release III K&C concrete material model in Ls-dyna, Glendale, 2012.
- [126] Y. Wu, J.E. Crawford, Numerical Modeling of Concrete Using a Partially Associative Plasticity Model, *Journal of Engineering Mechanics*. 141 (2015) 1–24. doi:10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000952.
- [127] E. Riabokon, V. Poplygin, M. Turbakov, E. Kozhevnikov, D. Kobiakov, M. Guzev, M. Wiercigroch, Nonlinear Young's Modulus of New Red Sandstone: Experimental Studies, *Acta Mechanica Solida Sinica*. 34 (2021) 989–999. doi:10.1007/s10338-021-00298-w.
- [128] P. Kędziński, A. Morka, G. Sławiński, T. Niezgodą, Optimization of two-component armour, *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*. 63 (2015) 173–179. doi:10.1515/bpasts-2015-0020.
- [129] A. Taştan, E. Acar, M.A.A. Güler, U. Kılınçkaya, Optimum crashworthiness design of tapered thin-walled tubes with lateral circular cutouts, *Thin-Walled Structures*. 107 (2016) 543–553. doi:10.1016/j.tws.2016.07.018.
- [130] M. Polanco-Loria, O.S. Hopperstad, T. Børvik, T. Berstad, Numerical predictions of ballistic limits for concrete slabs using a modified version of the HJC concrete model, *International Journal of Impact Engineering*. 35 (2008) 290–303. doi:10.1016/j.ijimpeng.2007.03.001.
- [131] C.S. Meyer, Development of Geomaterial Parameters for Numerical Simulations Using the Holmquist-Johnson-Cook Constitutive Model for Concrete, Aberdeen, 2011.
- [132] S. Gambarelli, J. Ozbolt, Dynamic fracture of concrete in compression: 3D finite element analysis at meso- and macro-scale, *Continuum Mechanics and Thermodynamics*. (2020). doi:10.1007/s00161-020-00881-5.
- [133] M. Kuczewicz, P. Baranowski, J. Małachowski, Dolomite fracture modeling using the Johnson-Holmquist concrete material model: Parameter determination and validation, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 13 (2021) 335–350. doi:10.1016/j.jrmge.2020.09.007.
- [134] D.E. Grady, W.J. Murri, P.S. De Carli, Hugoniot sound velocities and phase transformations in two silicates, *Journal of Geophysical Research*. 80 (1975) 4857–4861. doi:10.1029/jb080i035p04857.
- [135] C.F. Petersen, Shock wave studies for selected rocks, Stanford University Libraries, Stanford, 1969.
- [136] D. Grady, *Physics of Shock and Impact, Volume 2 Materials and shock response*, IOP Publishing, 2018. doi:10.1088/978-0-7503-1257-8.
- [137] D.E. Grady, R.E. Hollenbach, K.W. Schuler, J.F. Callender, STRAIN RATE DEPENDENCE IN DOLOMITE INFERRED FROM IMPACT AND STATIC COMPRESSION STUDIES., *J Geophys Res*. 82 (1977) 1325–1333. doi:10.1029/JB082i008p01325.
- [138] P. Baranowski, M. Kuczewicz, R. Gieleta, M. Stankiewicz, M. Konarzewski, P. Bogusz, M. Pytlik, J. Małachowski, Fracture and fragmentation of dolomite rock using the JH-2 constitutive model: Parameter determination, experiments and simulations, *International Journal of Impact Engineering*. 140 (2020). doi:10.1016/j.ijimpeng.2020.103543.
- [139] P. Baranowski, M. Kuczewicz, M. Pytlik, J. Małachowski, Shock-induced fracture of dolomite rock in small-scale blast tests, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. (2022). doi:10.1016/j.jrmge.2021.12.022.
- [140] K. Fuławka, P. Mertuszka, W. Pytel, M. Szumny, T. Jones, Seismic evaluation of the destress blasting efficiency, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. (2022). doi:10.1016/J.JRMGE.2021.12.010.
- [141] Z. Wang, X. Gu, W. Zhang, Q. Xie, X. Xu, Q. Wang, Analysis of the Cavity Formation Mechanism of Wedge Cut Blasting in Hard Rock, *Shock and Vibration*. 2019 (2019). doi:10.1155/2019/1828313.
- [142] M. Kuczewicz, P. Baranowski, J. Małachowski, W. Trzciniński, L. Szymańczyk, Numerical modelling of cylindrical test for determining jones – Wilkins - Lee equation parameters, 2019. doi:10.1007/978-3-030-04975-1_45.
- [143] F. Ouchterlony, The Swebrec© function: linking fragmentation by blasting and crushing, *Mining Technology*. 114 (2005) 29–44. doi:10.1179/037178405X44539.

Oświadczenie głównego autora oraz współautorów o wkładzie procentowym w publikację [P1]

Niniejszym oświadczam, że wkład autorski w powstanie publikacji naukowej o poniższych danych bibliometrycznych przedstawia się następująco:

Michał Kucewicz, Paweł Baranowski, Jerzy Małachowski,
“Determination and validation of Karagozian-Case Concrete constitutive model parameters for numerical modeling of dolomite rock”
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 129, 2020, Elsevier Ltd
DOI: 10.1016/j.ijrmms.2020.104302

Autor	Udział procentowy [%]	Podpis
Michał Kucewicz	80	
Paweł Baranowski	15	
Jerzy Małachowski	5	

Opisowy udział kandydata na stopień doktora w powstaniu niniejszej publikacji obejmował:

- Sformułowanie celów pracy skupiających się na oszacowaniu parametrów dla modelu KCC
- Zaplanowanie testów eksperymentalnych oraz ich wykonanie (wraz z zespołem)
- Charakteryzacja właściwości mechanicznych dolomitu na bazie testów eksperymentalnych
- Przeprowadzenie procesu szacowania parametrów dla modelu KCC, z uwzględnieniem wyznaczenia charakterystyk umocnienia dynamicznego, powierzchni zniszczenia oraz równania stanu
- Przygotowanie oryginalnych modeli numerycznych do walidacji modelu KCC w warunkach obciążeń statycznych i dynamicznych
- Wykonanie symulacji komputerowych oraz opracowanie wyników
- Główny udział w opracowaniu wersji roboczej i końcowej artykułu od strony merytorycznej, edytorskiej i graficznej, wypracowanie odpowiedzi i korekt wynikających z procesu recenzji (razem z zespołem).

mgr inż. Michał Kucewicz

Oświadczenie głównego autora oraz współautorów o wkładzie procentowym w publikację [P2]

Niniejszym oświadczam, że wkład autorski w powstanie publikacji naukowej o poniższych danych bibliometrycznych przedstawia się następująco:

Michał Kucewicz, Paweł Baranowski, Roman Gieleta, Jerzy Małachowski,
“Investigation of dolomite’ rock brittle fracture using fully calibrated Karagozian Case Concrete model”

International Journal of Mechanical Sciences, Volume 221, 2022, Elsevier Ltd

DOI:10.1016/j.ijmecsci.2022.107197

Autor	Udział procentowy [%]	Podpis
Michał Kucewicz	70	
Paweł Baranowski	20	
Roman Gieleta	5	
Jerzy Małachowski	5	

Opisowy udział kandydata na stopień doktora w powstaniu niniejszej publikacji obejmował:

- Sformułowanie celów pracy wynikających z poprzednich wstępnych badań nad modelem KCC oraz opracowanie wstępnych założeń badawczych pracy
- Zaplanowanie testów eksperymentalnych oraz ich wykonanie (wraz z zespołem)
- Charakteryzacja właściwości mechanicznych dolomitu ze szczególnym uwzględnieniem cech odpowiedzialnych za pękanie
- Wykazanie słabości modelu KCC z punktu widzenia modelowania kruchego pękania na bazie testów eksperymentalno-numerycznych
- Zaproponowanie nowatorskiej udoskonalonej strategii kalibracji funkcji uszkodzenia zaimplementowanej w modelu KCC w celu odwzorowania kruchego pękania
- Przygotowanie oryginalnych modeli numerycznych oraz autorskich procedur optymalizacyjnych dla studium parametrycznego mającego na celu optymalizację parametrów opisujących ewolucję uszkodzeń
- Wykonanie symulacji komputerowych oraz opracowanie wyników
- Główny udział w opracowaniu wersji roboczej i końcowej artykułu od strony merytorycznej, edytorskiej i graficznej, wypracowanie odpowiedzi i korekt wynikających z procesu recenzji (razem z zespołem).

mgr inż. Michał Kucewicz

Oświadczenie głównego autora oraz współautorów o wkładzie procentowym w publikację [P3]

Niniejszym oświadczam, że wkład autorski w powstanie publikacji naukowej o poniższych danych bibliometrycznych przedstawia się następująco:

Michał Kucewicz, Paweł Baranowski, Jerzy Małachowski,

“Dolomite fracture modeling using the Johnson-Holmquist concrete material model: Parameter determination and validation”

Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Volume 13, Issue 2, Pages 335 – 350,
2021, Elsevier Ltd

DOI: 10.1016/j.jrmge.2020.09.007

Autor	Udział procentowy [%]	Podpis
Michał Kucewicz	80	
Paweł Baranowski	15	
Jerzy Małachowski	5	

Opisowy udział kandydata na stopień doktora w powstaniu niniejszej publikacji obejmował:

- Sformułowanie celów pracy skupiających się na oszacowaniu parametrów dla modelu JHC
- Zaplanowanie testów eksperymentalnych oraz ich wykonanie (wraz z zespołem)
- Charakteryzacja właściwości mechanicznych dolomitu na bazie testów eksperymentalnych
- Przeprowadzenie procesu szacowania parametrów dla modelu JHC, z zastosowaniem teorii Mohr’a-Coulomba oraz odseparowaniem odpowiedzi modelu w warunkach statycznych i dynamicznych
- Przygotowanie oryginalnych modeli numerycznych do walidacji modelu JHC w warunkach obciążeń statycznych i dynamicznych
- Wykonanie symulacji komputerowych oraz opracowanie wyników
- Wykonanie studium parametrycznego współczynników kontrolujących uszkodzenie materiału oraz badania wpływu dyskretyzacji na wyniki
- Główny udział w opracowaniu wersji roboczej i końcowej artykułu od strony merytorycznej, edytorskiej i graficznej, wypracowanie odpowiedzi i korekt wynikających z procesu recenzji (razem z zespołem).

mgr inż. Michał Kucewicz

Oświadczenie głównego autora oraz współautorów o wkładzie procentowym w publikację [P4]

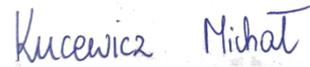
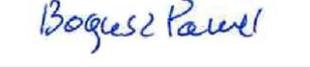
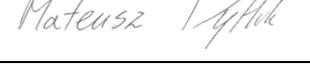
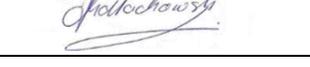
Niniejszym oświadczam, że wkład autorski w powstanie publikacji naukowej o poniższych danych bibliometrycznych przedstawia się następująco:

Paweł Baranowski, **Michał Kucewicz**, Roman Gieleta, Michał Stankiewicz, Marcin Konarzewski,
Paweł Bogusz, Mateusz Pytlik, Jerzy Małachowski,

“Fracture and fragmentation of dolomite rock using the JH-2 constitutive model: Parameter determination, experiments and simulations”

International Journal of Impact Engineering, Volume 140140, 2020, Elsevier Ltd

DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2020.103543

Autor	Udział procentowy [%]	Podpis
Baranowski Paweł	50	
Kucewicz Michał	20	
Gieleta Roman	5	
Stankiewicz Michał	5	
Konarzewski Marcin	5	
Bogusz Paweł	5	
Pytlik Mateusz	5	
Małachowski Jerzy	5	

Opisowy udział kandydata na stopień doktora w powstaniu niniejszej publikacji obejmował:

- Sformułowanie celów pracy (wraz z zespołem)
- Pomoc w opracowaniu procedury kalibracji modelu JH-2
- Opracowanie testowych modeli numerycznych
- Weryfikacja i walidacja testowych modeli numerycznych (wraz z zespołem)
- Współdział w analizie wyników i opracowaniu wniosków oraz poprawek wynikających z procesu recenzji.
- Współdział w tworzeniu i korekcie językowej finalnej wersji manuskryptu

mgr inż. Michał Kucewicz



Contents lists available at [ScienceDirect](https://www.sciencedirect.com)

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences

journal homepage: <http://www.elsevier.com/locate/ijmms>



Determination and validation of Karagozian-Case Concrete constitutive model parameters for numerical modeling of dolomite rock

Michał Kuciewicz^{*}, Paweł Baranowski, Jerzy Małachowski

Military University of Technology, Faculty of Mechanical Engineering, Institute of Mechanics & Computational Engineering, 2 Gen. S. Kaliskiego Street, 00-908 Warsaw, Poland

ARTICLE INFO

Keywords:

Constitutive modeling
Rock modeling
Dolomite
Experimental tests
Rock fragmentation
KCC

ABSTRACT

The paper presents a methodology for the calibration of a Karagozian-Case Concrete (KCC) constitutive model for the simulation of dolomite rock. A series of basic experiments are performed under static and dynamic loading conditions, including uniaxial compression tests, triaxial compression tests at different confining pressures, and Brazilian tests for determining indirect tensile strength. A step-by-step procedure for determining the failure surface, the equation of state and damage parameters is proposed. The acquired data are validated using numerical simulations under loading conditions corresponding to those used in the experimental tests. A mesh sensitivity study is briefly discussed. Quantitative and qualitative comparisons of the numerical outcomes and experimental data reveal a good correlation. The KCC model reliably reproduces the rock behavior, including increased strength due to stress triaxiality and kinematic hardening with an increased strain rate. The damage evolution in the material is similar to that recorded by a fast camera during the experiments. The validated model will be used for modeling borehole blasting in further investigations.

1. Introduction

Blasting is one of the most frequently used methods for rock removal and fragmentation in the mining industry. Numerous studies have simulated the blast process only,^{1–3} but the numerical simulation of the explosion process in rock, blast wave interaction and post-failure behavior remains very challenging.^{4–7} Numerical methods for simulating such phenomena range from mesh-based methods^{8–10} to moving-mesh methods such as the arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) formulation^{2,11,12} and mesh-free methods, e.g., the discrete element method (DEM)^{13,14} or smooth particle hydrodynamics (SPH).^{15–17} However, modeling rocks subjected to large strains and high pressures with efficient reproduction of fracture, micro-cracking, strain rate influence and fragmentation is still not a simple task. Therefore, the implementation of a proper constitutive model is fully justified.

There are several commonly used material models for modeling brittle materials such as ceramics, glass and rocks. The simplest models, such as Mohr-Coulomb^{18,19} or Hoek-Brown,²⁰ are adopted for the simulation of rocks under relatively low pressures. A more complicated and widely adopted constitutive model is the Johnson Holmquist model, which includes two types: one for ceramics (JH-2) and one for concrete

(JHC).^{2,12,21–23} The Riedel-Hiermaier-Thoma (RHT) model has been also developed to reproduce the brittle behavior of concrete and other materials.^{24–26} Moreover, the Continuous Surface Cap (CAP)^{27–29} and Karagozian and Case Concrete (KCC)^{30–36} models are available.

The present work is related to a project aimed at optimizing the blasting process used to excavate copper ore in the Polish mines. To simulate the rock blasting and fragmentation a proper and efficient constitutive model is required. Thus, in this paper, the applicability of the KCC model to reproduce rock behavior is analyzed and verified. The KCC is one of the most sophisticated from available commercial material models. Although it was developed for simulating concrete and not rock, both concrete and rock exhibit brittle behavior and are strain-rate and pressure sensitive. Other studies have also simulated rocks using models developed for different types of materials.^{33,37,38} First, the parameters of the KCC model for rock were determined. Previous studies of rock modeling using the KCC model^{39,40} have only taken into account uniaxial compression and triaxial tests. In this study, a comprehensive procedure is presented for estimating the parameters for dolomite based on several experimental tests ranging from quasi-static to dynamic under uniaxial and triaxial loading conditions. Based on these tests, the KCC constitutive model with the determined parameters was correlated

^{*} Corresponding author.

E-mail address: michal.kuciewicz@wat.edu.pl (M. Kuciewicz).

<https://doi.org/10.1016/j.ijmms.2020.104302>

Received 29 November 2019; Received in revised form 10 March 2020; Accepted 10 March 2020

Available online 30 March 2020

1365-1609/© 2020 Elsevier Ltd. All rights reserved.

and validated.

A typical Finite Element Method (FEM) approach was implemented in the present study because FEM will be used in future optimization computations of cut-hole blasting. Initially, implementation of the methodology used in Ref. 41, 42, in which the fragment area was calculated based on 2D sections of the FE model and the Swebrec function was employed to fit the fragment area distribution, was planned. Other methods, e.g. DEM, SPH, smoothed particle Galerkin (SPG), EFG or the peridynamics method, are not appropriate because they are more suitable for describing cracking as a discontinuity in the material. According to FEM, cracking occurs when the decrease in the strength of finite elements (FE) reaches a threshold value. There are no visible cracks in the form of discontinuities; instead, cracking is formed by FEs in which the damage index is close to its maximum value. Furthermore, element erosion can be adopted to simulate material failure and loss of material continuity. 43 However, such deletion of FEs was not considered in the present study. For all finite element analyses (FEAs), an explicit LS-Dyna hydrocode was used, 44 which proved to be efficient and reliable for such strongly dynamic problems. LS-Dyna hydrocode has also been extensively implemented for simulating brittle materials, blasting and fragmentation, etc. 4,35,45 and was adopted in present study.

To achieve the goal of the present paper, first, the failure surfaces were calibrated, followed by equation of state (EOS) determination. Next, the dynamic increase factor (DIF) and damage parameters were estimated, and the KCC model with the parameters determined for dolomite was validated based on quasi-static and dynamic tests. Reliable validation was achieved with respect to waveform data. Due to the compromise between the structural and macroscopic levels in representing the specimens in all FEAs, the KCC model with the adopted continuum approach was not capable of describing cracking in dolomite rock as a geometric loss of continuity. Nevertheless, the general deformation of samples and their strength was preserved, especially in static tests.

2. General description of dolomite

Dolomite is formed via dolomitization, which requires a long period of time and results in a heterogeneous structure of the rock. 46 The chemical and mechanical properties of dolomite are mostly dependent on the location and conditions of the chemical reactions, and thus samples originating from the same region may differ significantly in composition 47 and strength. 48-50 To obtain data on the investigated dolomite, a series of different experimental tests were conducted, and the results are listed in Table 1. The selected tests were performed according to the ISRM (International Society for Rock Mechanics) standard for rock testing. 51 However, detailed descriptions of the tests are omitted, and only brief information about each test is included in Section 5. For triaxial compression, the confining pressure range was limited by the testing facilities to a maximum of 30.0 MPa. The strain rates presented in Table 1 were taken from the dynamic tests for which the best equilibrium conditions were observed. Moreover, the values of strain rate were limited by specimen dimensions and testing equipment. At least five specimens were used in each test. The material cores from which the tested samples were obtained were extracted from underground mines located in the Lower Silesia region of Poland.

3. KCC model description

The KCC material model is a three-invariant model based on three pressure-dependent shear failure surfaces: yield, maximum and residual. Deviatoric and volumetric responses are treated separately in this model. The actual pressure in the material is calculated from an EOS. An extended description of this model with theoretical background and implementation details is reported in Ref. 30 and. 31 Therefore, only a brief description clarifying practical aspects of its implementation is presented here. The model permits the automatic generation of material

Table 1

Mechanical properties of the investigated dolomite (determined by the authors).

Property	Value	Unit
Density, ρ	2810.0	kg/m ³
Poisson's ratio, ν	0.25	-
Young's modulus, E	15.9	GPa
Bulk modulus (UCS), K	10.6	GPa
Results of experimental tests		
Uniaxial compressive strength (UCS), f_c	212.0	MPa
Triaxial compressive strength (TXC) for $\dot{\epsilon}_2 = \dot{\epsilon}_3 = 10.0$ MPa	235.6	MPa
Triaxial compressive strength (TXC) for $\dot{\epsilon}_2 = \dot{\epsilon}_3 = 17.5$ MPa	284.2	MPa
Triaxial compressive strength (TXC) for $\dot{\epsilon}_2 = \dot{\epsilon}_3 = 25.0$ MPa	297.5	MPa
Static uniaxial tensile strength (BST)	5.2	MPa
Dynamic uniaxial tensile strength (DBT) at $\dot{\epsilon} = 241.0$ s ⁻¹	37.6	MPa
Dynamic uniaxial tensile strength (DBT) at $\dot{\epsilon} = 332.0$ s ⁻¹	42.4	MPa
Dynamic uniaxial compressive strength (DUC) at $\dot{\epsilon} = 66.0$ s ⁻¹	261.1	MPa
Dynamic uniaxial compressive strength (DUC) at $\dot{\epsilon} = 109.0$ s ⁻¹	288.4	MPa
Dynamic uniaxial compressive strength (DUC) at $\dot{\epsilon} = 361.0$ s ⁻¹	411.3	MPa
Damage incremental uniaxial compression test (IUC)	-	-

constants based only on the unconfined compressive strength f_c . A graphical representation of the three above-mentioned surfaces for $f_c = 212.0$ MPa, which corresponds to the uniaxial strength of the investigated dolomite, is presented in Fig. 1.

The deviatoric response of the KCC model is controlled by the abovementioned failure surfaces expressed in (1) and determined according to the system of pressure (2) and a function limiting the model deviatoric response (3) resulting from the second invariant of a deviatoric stress tensor (4) 30:

$$\Delta\sigma_i = a_{0i} + \frac{p}{a_{1i} + a_{2i}p} \rightarrow i = y, m, r \quad (1)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2)$$

$$\Delta\sigma = \sqrt{3J_2} \quad (3)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \sigma' : \sigma' = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (4)$$

where $\Delta\sigma_i$ is a function describing the three failure surfaces implemented in the KCC model; a_{0i} , a_{1i} , a_{2i} are the failure parameters of the surfaces; y ,

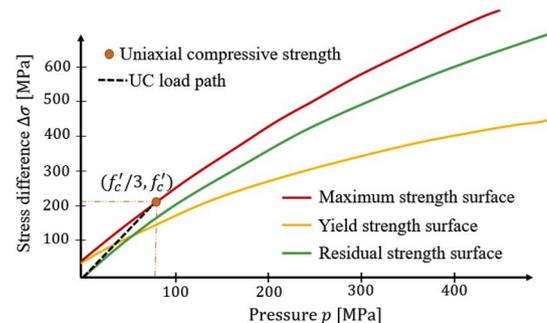


Fig. 1. Automatically generated failure surfaces for f_c equal to 212.0 MPa (UCS test).

m , r are the indexes of the yield, maximum and residual surfaces, respectively; p is the pressure (positive in compression); J_2 is the second invariant of the deviatoric stress tensor; $\Delta\sigma$ is the principal stress difference; and σ_1 , σ_2 , σ_3 are the principal components of the stress tensor.

First, the yield surface, $\Delta\sigma_y$, controls the initiation of plastic deformation of the material. When the load path determined by the externally applied force crosses this surface, yielding begins, and the material starts to deform irreversibly. This plastic deformation, known as a hardening phase, reduces the material stiffness in accordance with the damage curve (discussed later in the paper). Further increases in loading result in pressure growth until the maximum surface is reached. Second, the maximum surface, $\Delta\sigma_m$, corresponds to the maximum strength that the material can withstand and is dependent on loading conditions. Third, the residual surface, $\Delta\sigma_r$, determines the post-failure stiffness of the material. Proper calibration of the surface allows the inclusion of a brittle-ductile transition effect at high confining pressures. When $\Delta\sigma_r$ takes values above $\Delta\sigma_m$, strain hardening occurs, and the material strength exceeds the theoretical maximum value resulting from $\Delta\sigma_m$. Many rocks, including dolomite and granite, are sensitive to this phenomenon, especially when subjected to triaxial or hydrostatic compression.³⁰

The load path followed by the constitutive model depends not only on the pressure but also on the deviatoric part of the stress tensor (J_2 , J_3) and the damage parameter λ . λ is used in the interpolation function defining the actual position of the material strength in $P - \Delta\sigma$ space³⁰:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= \eta(\Delta\sigma_m - \Delta\sigma_y) + \Delta\sigma_y \quad \text{for } \lambda < \lambda_m \\ \Delta\sigma &= \eta(\Delta\sigma_m - \Delta\sigma_r) + \Delta\sigma_r \quad \text{for } \lambda > \lambda_m \end{aligned} \quad (5)$$

where λ_m is the value of the damage parameter at which $\eta = 1$ and softening of the material begins.

The damage function is a numerical factor that needs to be calibrated separately for each material.⁵² The change in the strength of the material is controlled by the amount of plastic strain. Plastic deformation results from different mechanisms such as microcrack growth, reduced material volume, dilatancy effects, etc.

The numerical implementation of material damage is a function of the damage evolution parameter rate given by the following³⁰:

$$\dot{\lambda} = h(p)\dot{\epsilon}^p \quad (6)$$

where $\dot{\epsilon}^p$ is the effective plastic strain rate and $h(p)$ is the damage evolution factor. After integration in a domain of plastic deformation, the damage parameter defined separately for tension and compression is described by the following³⁰:

$$\lambda = \begin{cases} \int_0^{\bar{\epsilon}_p} \frac{d\bar{\epsilon}_p}{r_f (1 + (p/r_f T)^{b_1})} & \text{for } p \geq 0 \\ \int_0^{\bar{\epsilon}_p} \frac{d\bar{\epsilon}_p}{r_f (1 + (p/r_f T)^{b_2})} & \text{or } p < 0 \end{cases} \quad (7)$$

where b_1 , b_2 are damage scaling parameters; r_f is the dynamic increase parameter; T is the tensile strength; and $d\bar{\epsilon}_p$ is the increment of plastic strain given by $d\bar{\epsilon}_p = \sqrt{2/3} d\epsilon_p : d\epsilon_p$. The damage scaling exponents control the rate at which the damage to the material increases and are mostly related to shear damage accumulation.

The KCC model requires implementation of an EOS describing the volumetric response of the material. The shear and compaction behavior must be decoupled, particularly for materials, like most rocks, that are sensitive to pressure triaxiality. The definition of the EOS is based on a piecewise nonlinear relationship between pressure and volumetric strain with a predefined unloading modulus for each pressure range. The general form of the EOS is given by³⁰:

$$p = C(\epsilon_v) + \gamma H(\epsilon_v)E \quad (8)$$

where p is pressure; ϵ_v is volumetric strain; H is an additional unitless tabulated function; C is a material constant (in this case corresponding to the bulk modulus); and E is internal energy.

The results of experimental tests are used to calibrate the EOS constants. The actual pressure is calculated using a simple equation³⁰:

$$p = p^{EOS} + K\Delta\epsilon_v^e \quad (9)$$

where $\Delta\epsilon_v^e$ is the increase in elastic volumetric strain; p^{EOS} is the pressure from the EOS input; and K is the calculated bulk modulus of the material. Both p^{EOS} and K are defined by the user based on experimental data. Additionally, the unloading bulk modulus K_{UL} defines the material stiffness used to determine the reloading path. When the external load is reduced, the stiffness of the material in the unloading phase is assumed to be K_{UL} until the tensile cutoff pressure T is reached. A schematic representation of the loading and unloading phases is shown in Fig. 2. Reloading of the material always follows the same path as unloading.

The influence of the strain rate on the material strength surfaces and the damage curve is implemented in the KCC model as the dynamic increase factor (DIF) parameter according to the following³⁰:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= r_f \Delta\sigma(p/r_f) \\ \lambda &= \lambda(p/r_f)/r_f \end{aligned} \quad (10)$$

where r_f is the DIF defined separately for tension and compression. The actual stiffness of the material is determined based on the actual strain rate and DIF parameter.

4. Determination of KCC model parameters

A full description of the KCC constitutive model in the user input mode requires the determination of eighty-two material constants. Most follow directly/indirectly from experimental tests, while those that do not have any physical representation (related to damage) require numerical calibration. This paper describes a procedure for KCC parameter determination followed by model validation based on selected static and dynamic experimental tests. The KCC model is not able to map all physical phenomena occurring in rock deformation, such as material stiffness changes or thermal effects, and therefore some simplifications are introduced and discussed.

4.1. Calibration of failure surfaces

The KCC model is based on three failure surfaces that limit the strength at each stage of deformation. There are several methods for describing these surfaces. Simple failure criteria such as Hoek-Brown or Mohr-Coulomb can be adopted.⁵³ Another common approach is direct implementation of the experimental test results as points in a $P - \Delta\sigma$ curve and their approximation with constitutive equations. In the present paper, the second approach was implemented. The

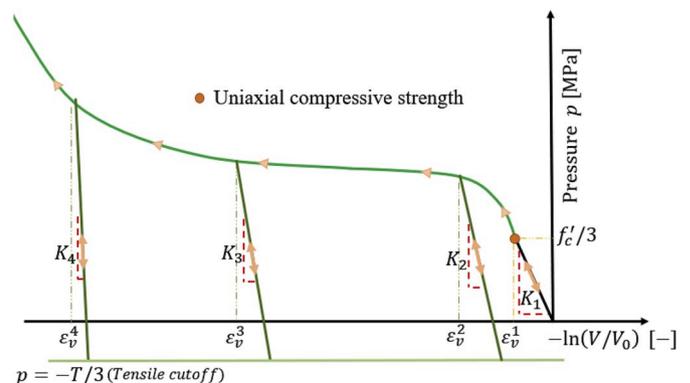


Fig. 2. Schematic representation of the equation of state.

abovementioned surfaces were determined for static loading conditions to reduce the influence of viscous effects during high-strain-rate deformation. The outcomes of UCS, BT and TXC tests were also included.

Universal calibration of the constitutive model should be performed for a wide range of pressures that occur in static to strongly dynamic (shock or blasting) tests.⁵⁴ Therefore, satisfactory compliance between failure surfaces and experimental data needs to be preserved for pressures up to several GPa. Due to a lack of data for confining pressures over 25.0 MPa, additional TXC results for dolomite were adopted from the literature^{49,55,56} to increase the range of confining pressures up to 600.0 MPa. These additional data were included due to the similarity of the strengths of the materials at specified loading conditions: compared with the tested dolomite, the selected dolomites had similar compressive strength in UCS tests and similar strength in TXC tests at the same confining pressures. Therefore, it was assumed that incorporation of these results for large pressures was sufficiently reliable and would faithfully reproduce the properties of the investigated dolomite.

Three characteristic points were determined from each UCS and TXC experimental stress-strain diagram (Fig. 3). These points determine the tracking of KCC failure surfaces and are described as the plastic deformation initiation point f'_{cy} , maximum compressive strength f'_c and residual strength f'_r . The averaged dolomite strength curves were adopted.

For each of these points, the values of pressure P and deviatoric stress $\Delta\sigma$ were calculated using Eq. (1). Three coefficients that control the slope and shape of each surface must be determined: a_0 , a_1 and a_2 . There are several methods for fitting the surfaces to experimental points, and the present study adopted the least square method, which is the most commonly used.

The mechanisms of rock deformation and failure differed slightly under uniaxial and triaxial loading conditions, which impacted the material strength. The $\sigma - \epsilon$ curves from the UCS tests were nearly linear until the fracture process started. For dolomite, there was no visible point at which the micro cracks initiated and began to propagate, which usually can be observed as a decrease in the slope of the $\sigma - \epsilon$ curve. Due to the unconfined conditions of the test, the radial deformation of the sample was not limited by pressure, resulting in immediate breakage of the sample after reaching the maximum strength f'_c . The diagonal shearing plane is an effect of friction between the rock and the cross-head. The energy accumulated during elastic deformation was immediately released, resulting in a loss of continuity of the sample. To reproduce this phenomenon in the KCC model, both the $\Delta\sigma_y$ and $\Delta\sigma_m$ surfaces must cross the point $(f'_c/3, f'_c)$ corresponding to the UCS. The residual strength of dolomite subjected to uniaxial loading is governed by the conditions at the outer top surface of the sample but is very often close to zero due to brittle behavior of the material.⁵⁷ Therefore, the loading path for UCS in $P - \Delta\sigma$ space cannot cross the determined residual surface. Despite this, the present study intentionally defined a residual surface in such a way that the UCS loading path was crossed at 3.0% of f'_c to prevent a large unphysical deformation of FEs with very low stiffness, which could ultimately influence the time step size.⁴³

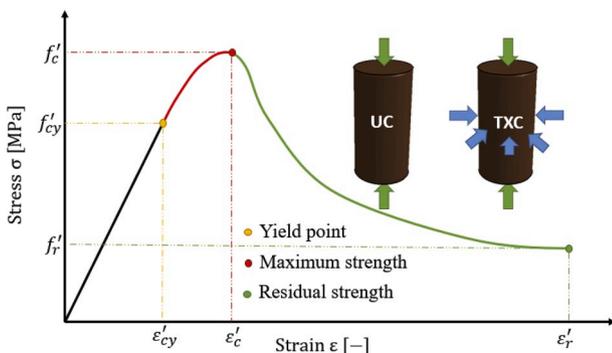


Fig. 3. Description of characteristic points for tracking KCC failure surfaces.

On the other hand, during TXC tests, the confining pressure constrained radial deformation of the sample. As a result, the increase in volumetric strain was limited, and crack propagation was impeded. Thus, the material strength obtained from the TXC test exceeded the f'_c from the UCS test. The material strength from the TXC tests describes conditions under which a failure surface can be created only as an aggregation of microdefects.⁵⁷ After initial hydrostatic compression, when $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, the rate of lateral deformation and the intensity of cracks propagation increased, and after reaching the maximum strength, shearing of the sample occurred. Again, equations (2)–(4) were used, and the abovementioned additional dolomite results were applied. During the TXC tests, the residual response of the samples was not registered because of laboratory limitations, and therefore the post-failure behavior of the investigated dolomite is unknown (only an immediate drop in force was observed).

Determination of the residual surface requires knowledge of the stress value at which a stable plateau of load is observed. This part of the strength curve was determined according to literature data for different dolomites. The collected data showed that the average residual strength of dolomite, f'_{rTXC} , was within the range of 30.0%–100.0% of the maximum strength f'_{cTXC} . Moreover, for confining pressures over 200.0 MPa, a brittle-to-ductile transition was observed. The residual strength of the investigated dolomite rock was elaborated using the following approach. The strength value at which the stable plateau of residual stress occurred was compared with the maximum strength obtained from the same test for each available confining pressure. These ratios were presented as a function of pressure and interpolated with an exponent function given by Eq. (11). Unfortunately, most previous works do not provide any information about residual strength, and only limited data points are available. As mentioned above, it was assumed that for pressures over 200.0 MPa, the residual strength is close to the maximum strength due to the brittle-ductile transition. The obtained function can be applied for pressures over 10.0 MPa and is given by

$$\sigma_{res} = \begin{cases} \sigma_{max} \left(0.325 \sigma_{2,3}^{0.21} \right) & \text{for } \sigma_2 = \sigma_3 < 200 \\ 1 & \text{for } \sigma_2 = \sigma_3 \geq 200 \end{cases} \quad (11)$$

The graphical representation of the function given by Eq. (11) is presented in Fig. 4. Unfortunately, from the results in Ref. ⁵⁶, only the maximum and residual points can be calculated.

Ultimately, three failure surfaces interpolating the experimental data were obtained and are presented in Fig. 5. Additionally, the calibrated coefficients are listed in Table 2. Many research papers referring to the KCC model have focused on determining failure surfaces for a narrow range of pressures (i.e. 0.0–100.0 MPa). Fitting constitutive equations for a reduced number of points can result in a good approximation, but such models cannot be assumed to be universal. To prevent this limitation, numerous experimental points for high pressures were adopted as described above.

Finally, the dolomite tensile strength was determined. The maximum

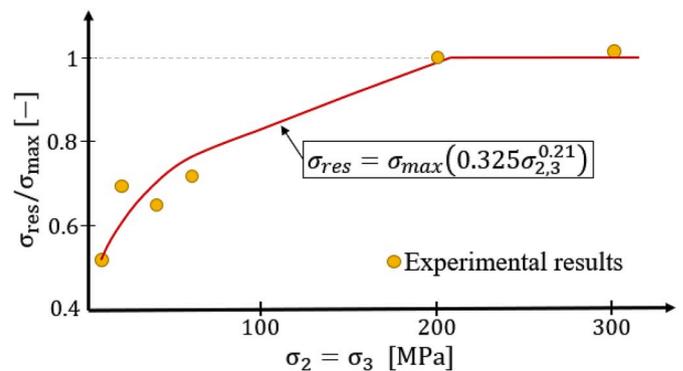


Fig. 4. Exponential function for the determination of residual strength.

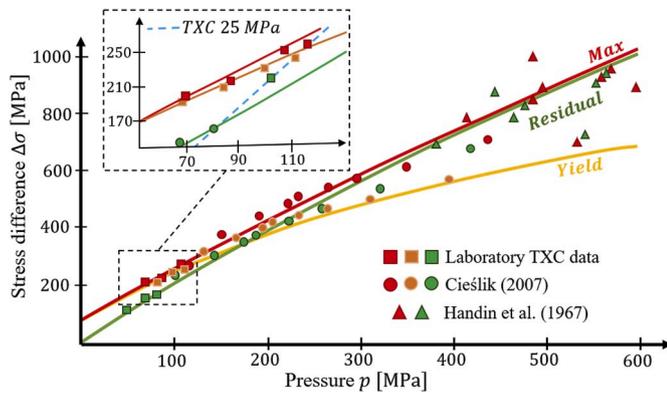


Fig. 5. Determined failure surfaces.

Table 2

Calibrated and automatically generated input parameters of the KCC model for dolomite.

Parameter	Value	Unit
a_{0y}	77.0	–
a_{1y}	0.513	–
a_{2y}	0.00077	–
a_{0m}	79.0	–
a_{1m}	0.542	–
a_{2m}	0.00015	–
a_{0r}	0.0	–
a_{1r}	0.47	–
a_{2r}	0.0002	–
T	5.2	–

stress from the quasi-static Brazilian test, calculated as $T = 4.4$ MPa, was increased by 15.0% to survey the non-pure tensile state of stress on the sample.⁵⁸ The input strength was equal to 5.2 MPa, equivalent to 2.5% of the compressive strength of the dolomite.

4.2. Equation of state determination

Experiments performed under uniaxial or hydrostatic conditions are commonly used to determine the relation between pressure and volumetric strain. Large pressure values are usually observed in hydrostatic or strongly dynamic shock and impact tests. Under such conditions, the material stiffness increases drastically as a result of an immediate increase in relative density. The EOS is composed of a piecewise function $P - \mu$ given by a pair of 10 points. Pressure, volumetric strain and an unloading bulk modulus were calculated based on the experimental data from uniaxial static compression tests, uniaxial dynamic compression tests and flyer impact tests.^{59–63}

A three-part curve defining the characteristic regions depending on pressure was adopted. The first region, (I), defines the dolomite strength in the quasi-static linear range and is limited by the UCS. The material stiffness is calculated according to the following³⁰:

$$K = \frac{P}{\mu} \tag{12}$$

$$\mu = \frac{\Delta V}{V_0} \tag{13}$$

where μ is the volumetric strain and ΔV and V are the increment of volume and the initial volume of the material, respectively.

During the experimental tests, the radial strain required for calculation of the volumetric strain was not measured. However, the maximum pressure P and axial strain ϵ from the UCS tests were recorded, and the elastic modulus E was calculated from Hooke’s law. According to the literature, Poisson’s ratio ν of dolomite varies from 0.23 to

0.26^{46,64} and changes during deformation. For the calculations, a value of 0.25 was adopted. The volumetric strain μ was calculated using a reverse method based on the described material elastic constants and was obtained by simple transformations of Eq. (12) and Eq. (14). Assuming perfectly elastic deformation of rock and omitting dilation, the bulk modulus K was calculated with the following formula³⁰:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \tag{14}$$

Experimental tests have proved that the stiffness of dolomite is sensitive to the actual state of stress and grows as the stress triaxiality factor increases^{49,65} because the axial and radial loadings decrease the sample volume; therefore, $\mu < 1.0$ from Eq. (13). Including this condition in Eq. (12) increases the value of the bulk modulus. This increase is mostly observed in an elastic range of deformation. When crack propagation begins and the rock grains lose connectivity, the sample volume increases such that $\mu > 1.0$ as a result of the dilation effect, and the nonlinear response begins.^{50,66} The KCC model does not support an increase in K as the volume decreases. The stiffness is calculated directly from the EOS and, for $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, can be calculated according to Eq. (9). Due to the lack of hydrostatic or uniaxial strain test results for dolomite, the values of the bulk modulus obtained from the UCS and TXC tests were averaged to compensate for the increase in K when the dolomite is subjected to the complex state of stress. Supporting this decision, for confining pressures over 60.0 MPa, the increase in the bulk modulus significantly decreases.^{55,67} The experimental values of P and K from the UCS and TXC tests ($\sigma_2 = \sigma_3$ ranging from 10.0 to 25.0 MPa) used for averaging are listed in Table 3 with the determined first point of the EOS. The proposed procedure for determining the unloading bulk modulus is based on a cyclic uniaxial strain test, similar to uniaxial compression with displacement-controlled loading. The displacement increases monotonically in each cycle until the sample is fully unloaded. The increment of displacement was chosen based on the failure strain from the UCS tests in such a way as to obtain at least 10 cycles in the theoretical elastic range. The force was constantly monitored, and the unloading modulus was calculated from the unloading path. It was observed that the unloading bulk modulus was ~10% higher than the loading modulus. This observation was applied for the whole range of pressures; however, only quasi-static tests were performed.

The second range of EOS (II) is a cubic interpolation between the range of static (I) and shock-induced (III) loadings and results from the dynamic loading conditions. This part of the EOS is a transition region that smooths the material stiffness between I and III. Bijay et al.⁶⁸ confirmed that the dynamic modulus of dolomite is three times higher than its static Young’s modulus. The dynamic tests also confirmed the sensitivity of dolomite to the loading rate and increase in material stiffness (elastic modulus). To reduce the immediate change in K , its value at the end of the second range was set equal to the dynamic modulus, assumed as $K_D = 3K = 42.9$ GPa. The curve was divided into 4 sections, and the linear increase in the bulk modulus was defined as $K_D^{n+1} = \alpha K_D^n$ in each step, where $\alpha = 1.3762$, and was iteratively calibrated to fulfill the described condition of the final value of the bulk

Table 3

Elastic constants for UCS and TXC tests.

Parameter	$\sigma_2 = \sigma_3$				Average Value/ Value	Unit
	0.0	10.0	17.5	25.0		
Elastic modulus, E	15.9	22.1	22.5	25.4	21.5	GPa
Peak pressure, P_{max}	71.0	81.8	91.5	102.5	86.7	MPa
Bulk modulus, K	10.7	14.7	15.0	16.9	14.3	GPa
Data for the first point of the EOS						
Volumetric strain, μ	–	–	–	–	0.00606	–
Pressure, P	–	–	–	–	86.7	MPa
Unloading bulk modulus, K_{UL}	–	–	–	–	14.3	GPa

modulus equal to K_D .

The third range of EOS, (III), was determined for shock-induced tests. A series of Hugoniot Elastic Limit (HEL) points were calculated based on⁵⁹⁻⁶³ and approximated with a cubic function for pressures up to 10.0 GPa using 4 points. The calibrated EOS points for the dolomite are listed in Table 4, and their graphical representation is presented in Fig. 6.

4.3. Determination of the dynamic increase factor (DIF)

The dolomite exhibited a highly nonsymmetrical increase in strength (for tension and compression) under dynamic loading. For the tensile strength, a tenfold increase was observed, while for compression, the strength increased by 2.5-fold for a similar strain rate. These results are similar to those presented in the literature.⁶⁹ To determine a curve defining the DIF, the results from all uniaxial tests at different strain rates were referred to the strength assumed as quasi-static (from UCS tests). The obtained curve defines DIF as a function of the strain rate (positive in compression and negative in tension) and is presented in Fig. 7; the experimental data are listed in Table 5. The obtained DIF curve was compared with the automatically generated DIF curve for concrete. For default parameters determination an USC 213.0 MPa was applied.³¹ The two curves are similar; however, dolomite is slightly less sensitive to viscosity effects than concrete. Insufficient data points for strain rates up to 241.0 1/s may result in a linear calculation of the increase in strength under tensile loading conditions as a result of kinematic hardening instead of non-linear exponential-like hardening.

4.4. Damage parameters

Next, damage parameters, which are numerical constants controlling the strength and behavior of material after crossing the yield point, are determined. The post-yielding behavior can be adjusted with (1) the damage curve $\eta - \lambda$ supported by the normalization factors b_1 (in compression) and b_2, b_3 (in tension), (2) the stretch factor, or (3) the maximum aggregate size.

The first (1) method was adopted in the present study. The shape and slope of the $\eta - \lambda$ curve define the rates of material hardening and softening. This function was determined from the experimental stress-strain curves according to the described procedure (Fig. 8). For calibration purposes, the value of b_1 was set to 1.0 to prevent an influence of b_1 on the values of λ . Changes in the b_1 parameter were used for mesh normalization for damage, which is strongly influenced by the element size. For calibration, averaged $\sigma - \epsilon$ curves from the TXC tests were used.

In the first step, the plastic part of the $\sigma - \epsilon$ curve from the experimental results was isolated and adopted for determination of the damage evolution parameter λ with respect to Eq. (6) and Eq. (7). Since the TXC tests were conducted under quasi-static compression conditions, the impact of the DIF factor was neglected ($r_f = 1.0$), and the Lode angle due to stress triaxiality was equal to 1.0. Finally, the λ for pressure $P > 0.0$ was calculated with the following equation³⁰:

Table 4
Points of the EOS adopted in numerical simulations of dolomite.

Point no.	Volumetric strain, μ [-]	Pressure, P [MPa]	Unloading bulk modulus, K_{UL} [GPa]
1	0.000	0.0	11.7
2	0.006	71.0	12.3
3	0.007	92.1	16.7
4	0.009	121.3	22.8
5	0.010	161.3	31.1
6	0.012	234.4	42.6
7	0.034	2227.0	92.1
8	0.056	4583.0	108.5
9	0.078	7302.0	124.8
10	0.100	10383.0	141.2

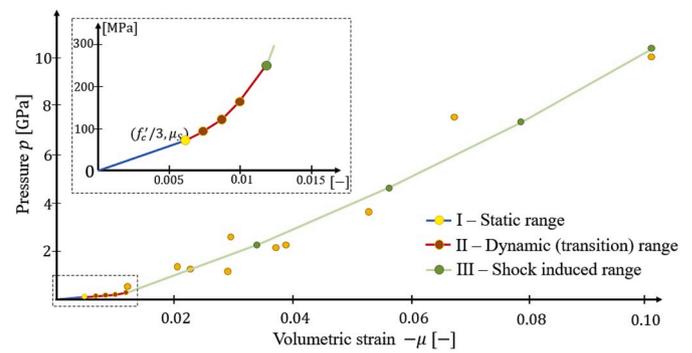


Fig. 6. Input parameters for the equation of state.

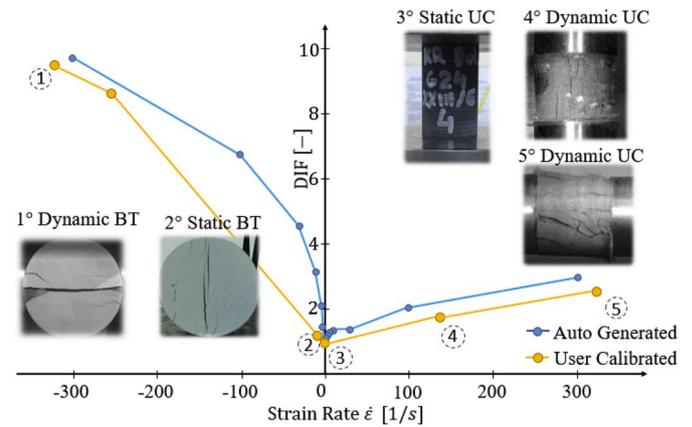


Fig. 7. Calibrated and automatically generated DIF curves.

Table 5
Experimental data for DIF determination.

Test no.	Type of test	Strain rate, $\dot{\epsilon}$ [s ⁻¹]	Strength [MPa]	DIF
1	DBT	332.0	42.4	9.57
2	DBT	241.0	38.8	8.81
3	BT	0.00017	5.2	1.01
4	-	-	-	1.00
5	UC	0.00024	213.0	1.00
6	DUC 1	66.0	261.1	1.28
7	DUC 2	109.0	288.4	1.44
8	DUC 3	361.0	411.3	1.94

$$\lambda = \frac{1}{\left(1 + \frac{p}{f_c}\right)^{b_1}} \bar{\epsilon}^P \quad (15)$$

In Eq. (15), there are two variables: pressure and plastic strain. Similarly, as in Ref. ⁴⁰, the radial strain was not measured from experiments and was determined from Eq. (16), assuming a constant Poisson's ratio for the whole plastic range⁴⁰:

$$\bar{\epsilon}^P = \sqrt{2/3} \epsilon^P : \epsilon^P = \sqrt{2/3} \left[(\epsilon_{axial}^P)^2 + 2 \left[(\epsilon_{radial}^P)^2 \right] \right] \quad (16)$$

$$\epsilon_{radial} = - \nu \epsilon_{axial} \quad (17)$$

As described in Section 4.1, the strength of the material under triaxial loading conditions does not scale linearly, and the determined failure surfaces do not precisely cross the experimental points. Therefore, to determine λ , the failure surfaces need to be corrected such that they exactly cross the experimental points in the $P - \Delta\sigma$ system. This correction is described for the TXC test with a confining pressure of 25.0

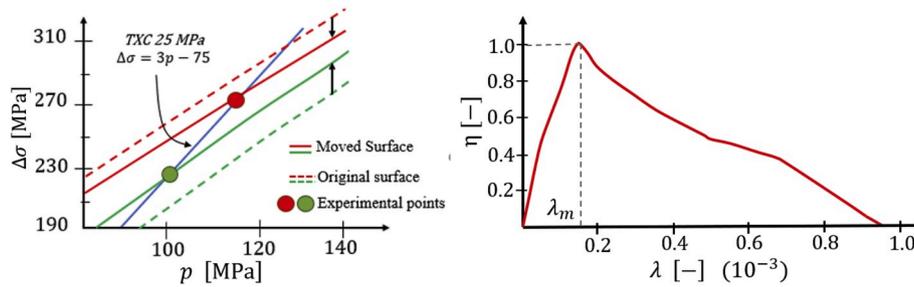


Fig. 8. The procedure for determining the damage parameter for the KCC model.

MPa. The loading path for this test is given by Eq. (18) and was obtained from the transformation of Eqs. (2)–(4):

$$\Delta\sigma = 3p - 75.0 \quad (18)$$

The values of f'_{cy} , f'_c and f'_t , from the calibrated failure surfaces differ from the experimental values by 17.0, 20.0 and 80.0 MPa for TXC 25 MPa. As a result, the numerical model still behaves in an elastic way, whereas in the experiment, irreversible deformation had already initiated under these conditions. As a result, the actual value of λ (which is a function of $\bar{\epsilon}^p$) does not correspond to the value of λ calculated from the constitutive model, and therefore the calculated damage function does not fulfill the requirement that the damage coefficient is limited to the range $0 < \eta < 1$. To compensate for these differences, a correction was applied by increasing or reducing the failure surfaces to cross the experimental points. The offset was calculated as the pressure difference between the experimental tests and calibrated surfaces at each characteristic point for the specified loading conditions (in this case for TXC 25.0 MPa). The corrected failure surfaces $\Delta\sigma_i$ were calculated with the initially determined values of a_{0i} , a_{1i} , a_{2i} using Eq. (18), where a_{0i} was increased/decreased by the calculated difference between the original and the offset surface. This procedure is schematically shown in Fig. 8a. All three surfaces were corrected in the same way.

In the third and final stage, the value of the damage parameter η was calculated separately for the hardening and softening phases using Eq. (7). Finally, the function $\eta(\lambda)$ was obtained and approximated with a piecewise linear curve using 13 pairs of points as shown in Fig. 8b. This function was adopted for further validation.

The failure of dolomite rock is strongly dependent on loading conditions; i.e., softening of the material is immediate under uniaxial loading (UCS, DUC), while for a complex state of stress (TXC), the strength decreases gradually. Generalization of a failure mechanism irrespective of these conditions may result in discrepancies in the results; however, if the potential application of the model is known a priori, the damage function may be determined using the described procedure for specified loading conditions. Further studies will focus on the development of a universal homogenized damage function.

The other two constants, b_2 and b_3 , which control the damage to the material under tensile loading, are related to the fracture energy and require direct tensile or notch bending tests for calibration. Although such tests were not conducted, further results from simulations confirmed that default values of $b_2 = 1.15$ and $b_3 = 1.6$ provide a satisfactory correlation for both static and dynamic Brazilian indirect tensile tests. Eventually, the numerical simulations of dynamic compression and tension described in next chapter present a significant impact of LOCWID parameter (aggregate size) for fracture patterns. There is no detailed description of this parameter in source papers and further investigations will cover the normalization of the LOCWID for different loading conditions and mesh sizes. In, a default value of 25.4 was applied for static simulations and 75.0 for dynamic simulations. Similar studies were introduced in Ref. 40, 70

5. Numerical modeling and validation of the KCC model

Future studies will include the implementation of the KCC model in numerical simulations of underground cut-hole blasting, where a predominance of dolomite rock has been observed.⁷¹ In such events, high strain rates and high pressures occur. Therefore, the material model must be validated under various loading conditions to reliably reproduce the behavior of preloaded rock subjected to blast loading. All experimental tests used for calibration were reproduced numerically. Detailed descriptions of the FE models are provided below.

5.1. Quasi-static simulations

Numerical models reproduce the geometry of actual samples as uniform and continuous models without any imperfections and inclusions. Cylindrical samples with a height: diameter ratio of 2:1 ($\varnothing = 50.0$ mm and $h = 100.0$ mm) were used for the uniaxial and triaxial compression tests. An eight-node solid element with one central integration point was adopted. Constitutive models in which damage is present are highly sensitive to element size. Therefore, simultaneously with the determination of the KCC model parameters, a mesh sensitivity study was performed, and the characteristic element length was set to 1.25 mm. This value represents a compromise between accuracy and computational time. The boundary conditions for UC were as follows: a sample was placed between two rigid walls, and the lower wall was fixed while the other wall was moved in the axial direction (Fig. 9a). Extensive research has proved that friction plays a significant role in UCS tests and has a large impact on the results, and thus a value of static friction of 0.56 was adopted.⁷²

During rock deformation, fracture plays a significant role. To increase the computational effectiveness, an explicit integration scheme with a central difference method was adopted in the numerical solution. To reduce the inertial effects caused by the immediate loading of the sample by the rigid wall, the prescribed velocity function was applied for the moving surface. With this method, the total kinetic energy was close to zero. The only disadvantage is related to strain rate effects. To prevent unphysical kinematic hardening, the strain rate scaling parameter was deactivated for quasi-static tests. The corresponding velocity function is given by the following⁷³:

$$v(t) = \frac{\pi}{\pi - 2} \frac{S_{max}}{T} \left[1 - \cos\left(\frac{\pi}{2T}t\right) \right] \quad (19)$$

where S_{max} is the maximum displacement at the end of the simulation and T is the termination time of the simulation.^{73,74} An identical approach was adopted previously,⁷⁴ and the method proved to be efficient and reliable in simulating quasi-static problems using an explicit approach.⁷³

The same loading condition was applied to the static Brazilian test, except that a cylindrical sample with a 1:2 height:diameter ratio ($h = 25.0$ mm and $d = 50.0$ mm) was used. The sample was oriented perpendicularly to the rigid walls as shown in Fig. 9c.

Slightly different conditions were applied in the triaxial test simulations. In the experiments, the hydrostatic part of loading was obtained

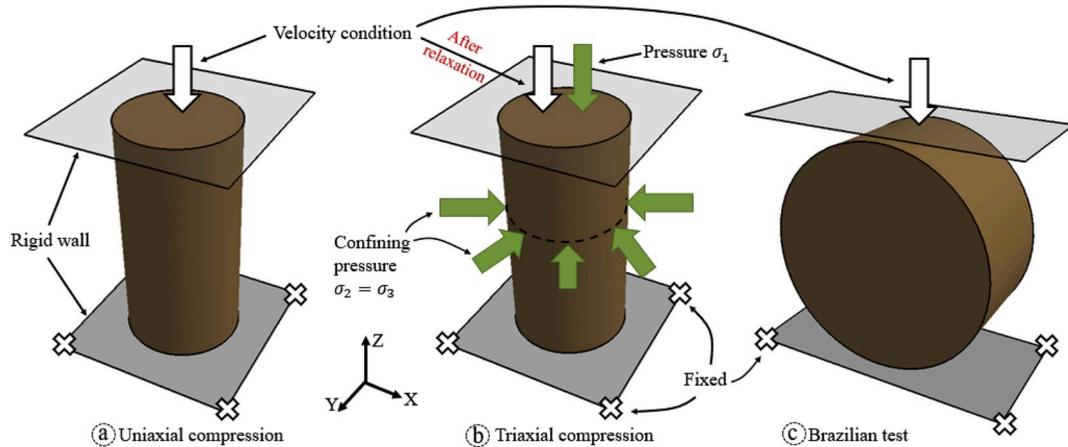


Fig. 9. Boundary conditions for the UC, TXC and BT tests.

by surrounding the sample with pressurized oil, after which the axial loading was controlled by displacement of the crosshead. To prevent oil penetration into the samples, the specimens were covered by shrink sleeves. The thermoplastic stiffness of the sleeve was significantly smaller than the stiffness of dolomite and therefore did not impact the test results. In the numerical model, the phase of axial compression was preceded by a dynamic relaxation in which the confining pressure was applied to the top and side surfaces of the sample. The values of $\sigma_2 = \sigma_3$ corresponded to the experimental ones: 10.0, 17.5 and 25.0 MPa (Fig. 9b). After relaxation, the value of pressure remained constant, and axial loading began. This modeling method allowed for direct

measurement of forces from the contact interface with the moving rigid wall in the same way as in the experiments.

5.2. Dynamic simulations

A different approach than quasi-static simulations was proposed for the dynamic tests, in which the propagation of stress waves is a dominant deformation mechanism. To faithfully reproduce these effects in the same way as in the experiments, a whole model of the split Hopkinson pressure bar (SHPB) was prepared. This method permits a comparison of the reflected and transmitted waves in the incident and

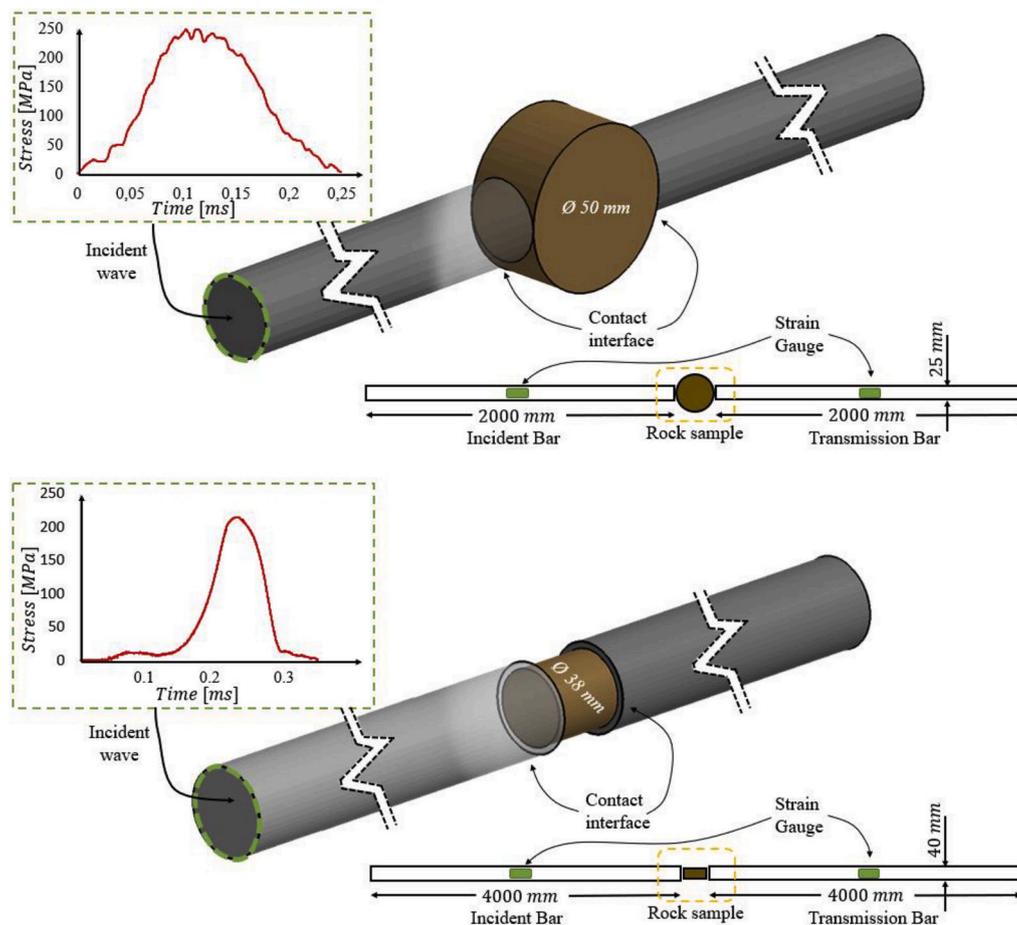


Fig. 10. Numerical setup of the Brazilian dynamic test performed using the SHPB apparatus.

transmission bars. Two different SHPB models were used for the Brazilian and DUC tests. In the DUC tests, a bar with a diameter of 40.0 mm and a length of 4000.0 mm was used, while for the dynamic Brazilian test (DBT), a bar with a diameter of 25.0 mm and a length of 2000.0 mm was used. Modeling of the striker bar was omitted, and therefore only a pressure history (incident wave) was applied at the face of the incident bar. To fulfill the requirement of force equilibrium, a 1.0 mm-thick copper wave shaper was used. The samples were placed between the elastic steel bars as shown in Fig. 10, and the penalty-based contact interface was set between them. The material of the bar was maraging steel with an elastic modulus $E = 207.0$ GPa, Poisson's ratio $\nu = 0.29$ and sound speed $c = 5140.0$ m/s.

Because contact plays a significant role in strongly dynamic simulations,⁷⁵⁻⁷⁷ the numerical parameters responsible for stiffness were chosen based on a series of numerical simulations.^{78,79} The value of contact stiffness was chosen to reduce penetration of the elements while preventing numerical instabilities. During the experiments, friction-reducing lubricant was used between the sample and the bars,^{80,81} and thus friction effects were neglected in the simulation.

6. Results and discussion

In this section, the numerical outcomes were validated against the experimental results for the simulations described in Section 5. The comparison of the stress vs. strain curves identified the correlation of the material stiffness and its global response. The KCC model does not support the propagation of physical cracks, which are understood as an occurrence of discontinuities in the model. For qualitative analysis, the damage index patterns (called "plastic strain" in the KCC model) were compared with photos of actual samples after the experimental tests. Since the fracture characteristics and waveforms were similar for all specimens in each test, only the results from the selected samples are presented.

For the UCS, DUC and TXC tests, the experimental results are presented as a shaded zone representing the area between the limiting maximum and minimum curves. In Fig. 11a, the results from quasi-static uniaxial compression tests are presented. The elastic stiffness is slightly overestimated in the simulation, and the elastic modulus is 10.0% higher than the experimental value. This discrepancy is a result of averaging the bulk modulus as described in Section 4.2. The value of unconfined compressive strength, $f'_c = 204.5$ MPa, is in good correlation with the

value measured in the actual tests. In contrast to the experiments, a hardening phase occurs between f'_{cy} and f'_c because the yield and maximum surfaces do not directly cross the point corresponding to UCS. The amount of plastic strain is $\sim 0.14\%$ and does not influence the global stiffness of the material.

The results from the triaxial compression tests are shown in Fig. 11b and c and d for three confining pressures. The slope of the boundaries of the shaded areas show that the heterogeneity of dolomite results in a divergence from the experimentally measured bulk modulus of up to 35%. This significant discrepancy is a result of micro/macro cracks and inclusions in the samples. The least durable sample had macroscopically visible imperfections that initiated sample fracture under lower force compared with the samples without visible preexisting macro cracks. An increase in the stiffness of the material is observed in the stress-strain curves, which indicates that the pressure corresponding to the value of $f'_c/3$ was crossed, and the bulk modulus was calculated from the second range of the EOS.

The highest error was 5.3% for TXC 25.0 MPa. This result indicates that the maximum strength of the material was calibrated properly. The residual strength of dolomite was calculated using Eq. (11) and differed for the lowest and highest experimental strength results. Therefore, this range is shown between the two dashed lines. The dilatancy effect (controlled by the dilatancy factor ω) significantly impacted the damage pattern and the character of the residual plateau. When ω was 0.0, the whole accumulated internal energy changed to produce a deviatoric response of the material without increasing its volume. By contrast, when ω was 1.0, the volumetric strain increased rapidly in the whole sample, and no shear fracture occurred. Due to the lack of measured dilatancy data for dolomite, a value of 0.3 was applied, which mostly reproduced the actual damage pattern with shearing, the main mechanism of failure under triaxial compression. The damage index and actual crack pattern are compared in Fig. 12. Two main regions were recognized: fully fractured material creating a failure plane and partially deformed material at which hardening began. These outcomes are similar to the results for a similar dolomite presented in Ref. ⁸²

The fracture of rock massifs in underground blasting, a planned application of the KCC model, is mostly controlled by the tensile strength of the rock. To reliably reproduce the generalized character of crack propagation in dolomite under tensile loadings under static and dynamic conditions, the KCC model was validated in static Brazilian tests. Fig. 13 presents a comparison of the force-displacement curves

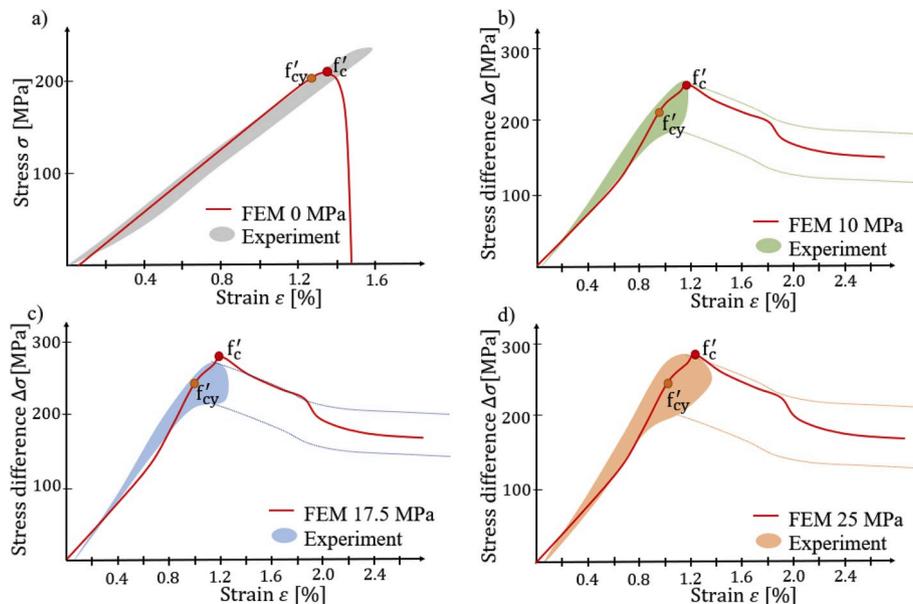


Fig. 11. Results of uniaxial (a) and triaxial (b, c, d) compression tests at different confining pressures.



Fig. 12. Comparison of the fracture patterns for TXC 25.0 MPa from simulation and experiment.

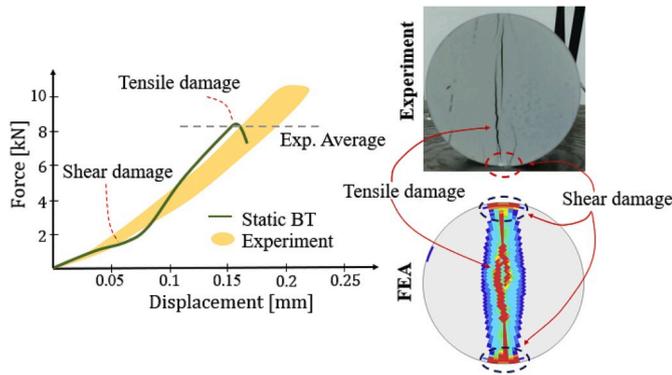


Fig. 13. Comparison of experimental and FEA results for the static Brazilian test.

obtained from FEA and actual tests. The general correlation of the shape of the curves is acceptable. The experimental force varied from 6.3 to 10.5 kN, and the use of an averaged value for the calculation of tensile strength ($T = 5.2$ MPa) resulted in a force of 8.5 kN, 3.6% higher than the experimentally determined value. In the FE simulations, a short flattening occurred at 0.08 mm due to the mixed compressive and shearing state of stress (resulting from friction), which caused an infraction at the area of contact with the rigid wall.⁸³ At the same time, a single crack began to propagate in the center of the sample as a result of tensile force accumulation according to the Griffith fracture criterion.⁸⁴ The areas affected by tensile and local shear fracture are marked in Fig. 13. The comparison of the damage index with the actual split sample showed good agreement and confirmed previous results.⁸³

Consequently, the material was investigated in the dynamic Brazilian test. In this case, the stress in the bar was calculated with a simple relation^{51,83}:

$$\sigma(t) = \frac{0.636 \cdot P(t)}{Dh} \quad (20)$$

$$P(t) = AE\varepsilon_t(t) \quad (21)$$

where $P(t)$ is the loading history, E is the elastic modulus of the bar, A is the area of the bar's cross section, h and D are the thickness and the diameter of the disc, respectively, and $\varepsilon_t(t)$ is the transmitted wave.

The stresses measured in the bar from the simulations and experiments are compared in Fig. 14. The material stiffness registered as a slope of $\sigma - t$ in FEA was lower than the actual one by 12.5%. This underestimation may be due to the lack of tensile strength results for strain rates within the range $1.0 \div 250.0$ [1/s]. The DIF function is linear, and the increase in strength also scales linearly. Experimental tests for different rock types (e.g. limestone) have shown that the increase in strength is exponential rather than linear in this range. Likewise, strain rates were calculated from the experiments globally for the whole sample using the stress waves registered in the bars, whereas in the numerical simulations the strain rate was calculated for each element

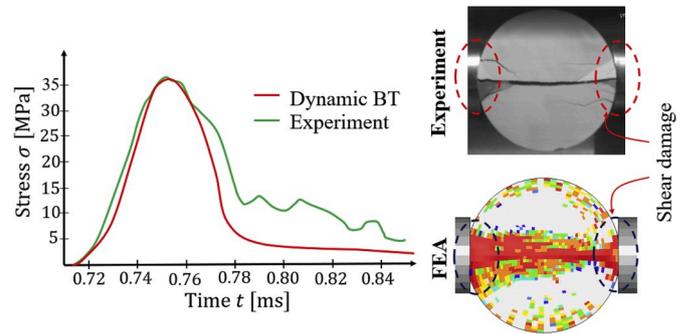


Fig. 14. Comparison of deformation in dynamic Brazilian tests based on experiments and the numerical model.

separately and precisely. Thus, the material strength may vary locally in the sample, as in the disc the wave speed is nonuniform. The maximum values of strength calculated using Eq. (20) were 36.4 MPa in FEA and 37.2 MPa in the experimental tests for the selected loading signal. The comparison of fracture characteristics of the specimen obtained in FEA and experimental test is also included in Fig. 15. In numerical simulations, the fracture was considered as a zone in which the damage index of ~ 2.0 was observed. A single crack splitting the sample into two similar pieces at its center was noticed in both cases. The fracture in experiments was initiated at the center of the specimen in each test. An immediate loading near the contact zone with 2 bars caused local crushing of the dolomite, which in some specimens resulted in a propagation of additional cracks after the main crack was generated. Similar modes of specimen fracture were recognized and discussed in Ref. ⁸⁵ While the KCC model can represent the actual crack pattern in a generalized way, it can represent the volume of material that does not have residual tensile strength and can withstand only compressive loading.

Finally, uniaxial dynamic compression tests were performed, and the outcomes were compared with the actual results. Fig. 15 shows a comparison of the stress-strain curves for the numerical model and the experimental tests. Both sets of values were calculated with as follows⁵¹:

$$\sigma(t) = \frac{AE}{2A_s} [\varepsilon_i(t) + \varepsilon_r(t) + \varepsilon_t(t)] \quad (22)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{C}{L_s} \int_0^t [\varepsilon_i(t) - \varepsilon_r(t) - \varepsilon_t(t)] dt \quad (23)$$

where C is the wave speed on the bar, L_s is the specimen length, A_s is the area of the specimen cross section, and A is the area of transmission of the bar's cross section. The maximum dolomite strength values were 298.0 MPa and 291.0 MPa for the selected loading conditions. The deformation and damage values for the three characteristic phases of deformation (81.0, 83.0 and 93.0 ms) are presented in Fig. 15. The first stage was initiation of damage at the specimen due to the immediate effect of stress. In this phase, damage in the KCC model was propagated

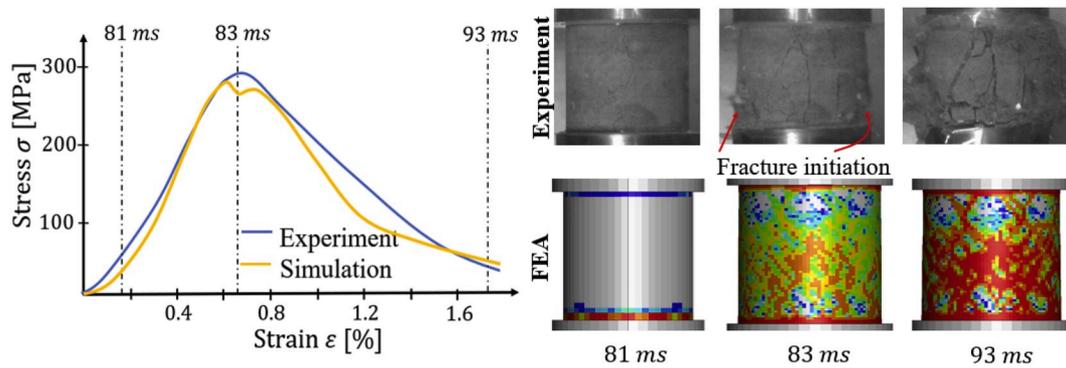


Fig. 15. Comparison of results from the experiment and FEA.

along with the stress wave. In the second stage, the stress wave was reflected, and the interaction with the transmission bar caused compressive damage near the contact surface. Ultimately, at 93.0 ms, the specimen was fully split with vertical cracks. This was reproduced by the KCC model as a fully damaged material with no axial stiffness. The strain at which the $\sigma - \varepsilon$ curve began to decrease was similar to the experimental results. Thus, the global stiffness and brittleness of dolomite were in reasonable correlation. However, axial cracks were not reproduced very well in FEA. To achieve the fracture pattern in such tests, a very fine mesh that reproduces the actual microstructure and an erosion criterion must be adopted in simulations.⁸⁶

A summary of the simulation results is presented in Table 6. The error between the numerical and experimental strengths was calculated, and a brief description of the fracture representation is included for each test. Three levels of fracture representation were defined: *good* – the damage index pattern reproduces the actual fracture surface resulting from the internal cracking and influence of boundary conditions; *satisfactory* – fracture of the sample occurs in a similar volume as in the actual tests, but the fracture pattern is not preserved; *poor* – the strength of the material is satisfactory, but the fracture pattern is discordant with the experimental outcomes.

7. Conclusions

In this paper, a detailed procedure for estimating the parameters of a KCC material model for dolomite is presented based on experiments enhanced with selected literature data. For this purpose, five different experimental tests were considered: triaxial compression tests, uniaxial compression tests in quasi-static and dynamic conditions, and Brazilian disc tests under low and high strain rates. The procedure included the determination of failure surfaces, the equation of state, and dynamic strengthening and damage parameters. In the next step, the KCC model with the estimated parameters was used to simulate the experimental tests and to validate the model. The validation was based on measured data and deformation failure characteristics. Satisfactory reproduction of the strength of dolomite was obtained. However, due to the adopted continuum method of modeling and a compromise between the micro- and macroscale, it was not possible to fully reproduce the cracking behavior of the material in all tests. Further studies are needed to analyze mesh-free methods of modeling and to verify the applicability of the erosion criterion for simulating loss of continuity in the material. Furthermore, the KCC model suffers from mesh dependency, and therefore the mesh sensitivity of the damage parameters needs to be calibrated.

Nevertheless, the KCC model with the determined parameters properly represented the behavior of the dolomite rock, considering the fact that the model was tested and validated in five different tests. In further studies, the model will be validated in small-scale blast tests, fragmentation tests and parallel cut-hole blasting.

Table 6

Experimental and numerical results comparison.

Test no.	Type of test	Exp. Strength [MPa]	FEA Strength [MPa]	Error [%]	FEA fracture representation
1	UC	212.9	204.5	3.4	good
2	TXC 10 MPa	244.2	256.7	4.6	good
3	TXC 17.5 MPa	277.4	289.4	4.3	good
4	TXC 25 MPa	284.0	299.1	5.3	good
5	BT static	8.2 kN (Force)	8.5 kN (Force)	3.6	good
6	SHPB 1	212.9	204.5	3.4	poor
7	SHPB 2	244.2	256.7	4.6	poor
8	SHPB 3	277.4	289.4	4.3	poor
9	SHPB 4	284.0	299.1	5.3	poor
10	BT dynamic	36.4	37.2	1.6	satisfactory

Declaration of competing interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Acknowledgments

This research was funded by the National Centre for Research and Development under research grant Nos. CuBR/III/6/NCBR/2017 and KGHMBZ-U-0150-2017 and the Interdisciplinary Centre for Mathematical and Computational Modeling (ICM) University of Warsaw under grant no GB65-19. This publication is co-financed by the European Social Fund under the “Operational Programme Knowledge Education Development 2014–2020”. This support is gratefully acknowledged. The authors would like to thank Prof. J. Janiszewski, Dr. R. Gieleta, Dr. P. Bogusz, Dr. M. Konarzewski and Dr. M. Stankiewicz for conducting and assisting with experimental tests.

Appendix A. Supplementary data

Supplementary data to this article can be found online at <https://doi.org/10.1016/j.ijrmmms.2020.104302>.

References

- Cho SH, Kaneko K. Rock fragmentation control in blasting. 2004;45:1722–1730.
- Wang J, Yin Y, Esmaili K. Numerical simulations of rock blasting damage based on laboratory-scale experiments. *J Geophys Eng*. 2018;15:2399–2417. <https://doi.org/10.1088/1742-2140/aac1f7>.

- 3 Yi C. *Improved Blasting Results with Precise Initiation – Numerical Simulation of Small-Scale Tests and Full-Scale Bench Blasting*. 2013.
- 4 Yi CP, Zhang P, Nordlund E, Shirzadegan S, Nyberg U. Numerical modelling of dynamic response of underground openings under blasting based on field tests. *Ground Support*. 2016;1–11, 2016.
- 5 Wei XY, Zhao ZY, Gu J. Numerical simulations of rock mass damage induced by underground explosion. *Int J Rock Mech Min Sci*. 2009;46:1206–1213. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.02.007>.
- 6 Hu Y, Lu W, Chen M, Yan P, Zhang Y. Simulation Modelling Practice and Theory Numerical simulation of the complete rock blasting response by SPH – DAM – FEM approach. 2015;56:55–68. <https://doi.org/10.1016/j.simpat.2015.04.001>.
- 7 Baranowski P, Kuciewicz M, Gieleta R, et al. Fracture and fragmentation of dolomite rock using the JH-2 constitutive model : parameter determination , experiments and simulations. *Int J Impact Eng*. 2020;140. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103543>.
- 8 Zhu Z, Mohanty B, Xie H. Numerical investigation of blasting-induced crack initiation and propagation in rocks. *Int J Rock Mech Min Sci*. 2007;44:412–424. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.09.002>.
- 9 Bendezu M, Romanel C, Roehl D. Finite element analysis of blast-induced fracture propagation in hard rocks. *Comput Struct*. 2017;182:1–13. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.11.006>.
- 10 Kędzierski P, Morka A, Stanisławek S, Surma Z. Numerical modeling of the large strain problem in the case of mushrooming projectiles. *Int J Impact Eng*. 2019;135: 103403. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.103403>.
- 11 Dehghan Banadaki MM, Mohanty B. Numerical simulation of stress wave induced fractures in rock. *Int J Impact Eng*. 2012;40–41:16–25. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2011.08.010>.
- 12 Baranowski P, Damaziak K, Mazurkiewicz Ł, et al. Destress blasting of rock mass: multiscale modelling and simulation. *Shock Vib*. 2019;1–11. <https://doi.org/10.1155/2019/2878969>, 2019.
- 13 Fakhimi A, Lanari M. DEM-SPH simulation of rock blasting. *Comput Geotech*. 2014; 55:158–164. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.08.008>.
- 14 Gui YL, Bui HH, Kodikara J, Zhang QB, Zhao J, Rabczuk T. Modelling the dynamic failure of brittle rocks using a hybrid continuum-discrete element method with a mixed-mode cohesive fracture model. *Int J Impact Eng*. 2016;87:146–155. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.04.010>.
- 15 Hu Y, Lu W, Chen M, Yan P, Zhang Y. Numerical simulation of the complete rock blasting response by SPH-DAM-FEM approach. *Simulat Model Pract Theor*. 2015;56: 55–68. <https://doi.org/10.1016/j.simpat.2015.04.001>.
- 16 Gharehdash S, Shen L, Gan Y. Numerical investigation of blast-induced fractures using smoothed particle hydrodynamics. In: Liu GR, Han X, Li Z, eds. *Proc. Int. Conf. Comput. Methods , 8th ICCM, Guilin, Guangxi, China, 2017:1373–1386*.
- 17 Gharehdash S, Barzegar M, Palymskiy IB, Fomin PA. Blast induced fracture modelling using smoothed particle hydrodynamics. *Int J Impact Eng*. 2020;135: 103235. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.02.001>.
- 18 Chang L, Konietzky H. Application of the Mohr-Coulomb yield criterion for rocks with multiple joint sets using fast Lagrangian analysis of continua 2D (FLAC2D) software. *Energies*. 2018;11. <https://doi.org/10.3390/en11030614>.
- 19 Hackston A, Rutter E. The Mohr-Coulomb criterion for intact rock strength and friction - a re-evaluation and consideration of failure under polyaxial stresses. *Solid Earth*. 2016;7:493–508. <https://doi.org/10.5194/se-7-493-2016>.
- 20 Hoek E, Brown ET. The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *J Rock Mech Geotech Eng*. 2019;11:445–463. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>.
- 21 Holmquist TJ, Johnson GR. *Modeling prestressed ceramic and its effect on ballistic performance*. 2003. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2003.11.002>.
- 22 Johnson GR, Holmquist TJ. Response of boron carbide subjected to large strains, high strain rates, and high pressures. *J Appl Phys*. 1999;85:8060–8073. <https://doi.org/10.1063/1.370643>.
- 23 Holmquist TJ, Johnson GR, Cook WH. A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates, and high pressures. In: *14th Int. Symp. Ballist. Quebec, Canada, Quebec*. 1993:591–600.
- 24 Ding YQ, Tang WH, Zhang RQ, Ran XW. Determination and validation of parameters for Riedel-Hiermaier-Thoma concrete model. *Defence Sci J*. 2013;63:524–530. <https://doi.org/10.14429/dsj.63.3866>.
- 25 Borrvall T. *The RHT Concrete Model in LS-DYNA*. 2011.
- 26 Sjöberg J, Schill M, Hilding D, Johansson D. Computer simulations of blasting with precise initiation. In: *Eurock 2012 – 2012 ISRM Int. Symp*. 2012:28–30.
- 27 Sandier IS, DiMaggio FL, Baladi GY. Generalized cap model for geological materials. *J. Geotech. Eng. Div*. 1976;102(7):683–699.
- 28 Schwer LE, Murray YD. Continuous surface cap model for geomaterial modeling: a new LS-DYNA material type. In: *7th Int. LSDYNA Users Conf.*. 2002:35–50.
- 29 Jiang H, Zhao J. Calibration of the continuous surface cap model for concrete 2015; 97:1–19.
- 30 Malvar LJ, Crawford JE, Wesevich JW, Simons D. A plasticity concrete material model for DYNA3D. *Int J Impact Eng*. 1997;19:847–873. [https://doi.org/10.1016/S0734-743X\(97\)00023-7](https://doi.org/10.1016/S0734-743X(97)00023-7).
- 31 Wu Y, Crawford JE. Numerical modeling of concrete using a partially associative plasticity model. *J Eng Mech*. 2015;141:1–24. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000952](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000952).
- 32 Markovich N, Kochavi E, Ben-Dor G. *Calibration of a Concrete Damage Material Model in LS-Dyna for a Wide Range of Concrete Strengths, IWSRIB 2009 Haifa*. 2009. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3503.4723>.
- 33 Mardalizad A, Manes A, Giglio M. The numerical modelling of a middle strength rock material under flexural test by Finite Element method-coupled to-SPH modeling of a high pressure airplane gas turbine engine. *Procedia Struct Integr*. 2017;3:395–401. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2017.04.050>.
- 34 Kong X, Fang Q, Wu H, Peng Y. Numerical predictions of cratering and scabbing in concrete slabs subjected to projectile impact using a modified version of HJC material model. *Int J Impact Eng*. 2016;95:61–71. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2016.04.014>.
- 35 Jaime MC. *Numerical Modeling of Rock Cutting and its Associated Fragmentation Process Using the Finite Element Method*. 2011.
- 36 Schwer LE, Malvar LJ. *Simplified Concrete Modeling with *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3, Jri Ls-Dyna User Week*. 2005:1–14.
- 37 Wang Z, Li Y, Wang JG. Numerical analysis of blast-induced wave propagation and spalling damage in a rock plate. 2008;45:600–608. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2007.08.002>.
- 38 Ma GW, An XM. Numerical simulation of blasting-induced rock fractures. *Int J Rock Mech Min Sci*. 2008;45:966–975. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2007.12.002>.
- 39 Mardalizad A, Scazzosi R, Manes A, Giglio M. Testing and numerical simulation of a medium strength rock material under unconfined compression loading. *J Rock Mech Geotech Eng*. 2018;10:197–211. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.11.009>.
- 40 Mardalizad A, Caruso M, Manes A, Giglio M. Investigation of mechanical behaviour of a quasi-brittle material using Karagozian and Case concrete (KCC) model. *J Rock Mech Geotech Eng*. 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.01.005>.
- 41 Zhao J, Feng XT, Zhang XW, Zhang Y, Zhou YY, Yang CX. Brittle-ductile transition and failure mechanism of Jinping marble under true triaxial compression. *Eng Geol*. 2018;232:160–170. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.11.008>.
- 42 Yi C. Improved blasting results with precise initiation-Numerical simulation of small-scale tests and full-scale bench blasting. n.d www.ltu.se.
- 43 Kala J, Hušek M. Improved element erosion function for concrete-like materials with the SPH method. *Shock Vib*. 2016. <https://doi.org/10.1155/2016/4593749>, 2016.
- 44 Hallquist J. *LS-DYNA® Theory Manual*. 2006.
- 45 Ren GM, Wu H, Fang Q, Kong XZ. Parameters of Holmquist–Johnson–Cook model for high-strength concrete-like materials under projectile impact. *Int J Prot Struct*. 2017; 8:352–367. <https://doi.org/10.1177/2041419617721552>.
- 46 Hatzor YH, Palchik V. A microstructure-based failure criterion for Aminadav dolomites. *Int J Rock Mech Min Sci*. 1998;35:797–805. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(98\)00004-7](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(98)00004-7).
- 47 Zhang J, Zhao QB. A review of dynamic experimental techniques and mechanical behaviour of rock materials. *Rock Mech Rock Eng*. 2014;47:1411–1478. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0463-y>.
- 48 Pawelus D. The assessment of the underground excavations stability with elastic-plastic model of rock mass and Mohr-Coulomb criterion in region of the R-XI shaft. *CUPRUM*. 2013;4:21–40.
- 49 Ciešlik J. Onset of crack initiation in uniaxial and triaxial compression tests of dolomite samples. *Studia Geotechnica Mech*. 2014;36:23–27. <https://doi.org/10.2478/sgem-2014-0003>.
- 50 Palchik V, Hatzor YH. Crack damage stress as a composite function of porosity and elastic matrix stiffness in dolomites and limestones. *Eng Geol*. 2002;63:233–245.
- 51 Hudson R, Ulusay JA. *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring*. 2007-2014, 2007.
- 52 Kong X, Fang Q, Li QM, Wu H, Crawford JE. Modified K&C model for cratering and scabbing of concrete slabs under projectile impact. *Int J Impact Eng*. 2017;108: 217–228. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.02.016>.
- 53 Wang J, Yin Y, Luo C. Johnson–Holmquist-II(JH-2) constitutive model for rock materials: parameter determination and application in tunnel smooth blasting. *Appl Sci*. 2018;8:1675. <https://doi.org/10.3390/app8091675>.
- 54 Włodarczyk E. *Fundamentals of Explosion Mechanics*. WN PWN; 1994. in Polish.
- 55 Ciešlik J. Results of triaxial compression tests on LGOM sandstone and dolomite in the context of the elastic-plastic constitutive model selection. *Arch Min Sci*. 2007;52: 437–451.
- 56 Handin J, Heard HC, Magouirk JN. Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates. *J Geophys Res*. 1967;72:611–640.
- 57 Bieniawski ZT. Mechanism of brittle fracture of rock. Part I-theory of the fracture process. *Int J Rock Mech Min Sci*. 1967;4.
- 58 Pittert C, Lemaître J. Mechanical characterization of brushite cements: a Mohr circles' approach. *J Biomed Mater Res*. 2000;53:769–780. [https://doi.org/10.1002/1097-4636\(2000\)53:6<769::AID-JBM19>3.0.CO;2-P](https://doi.org/10.1002/1097-4636(2000)53:6<769::AID-JBM19>3.0.CO;2-P).
- 59 Grady DE, Murri WJ, Mahrer KD. Shock compression of dolomite. *J Geophys Res*. 1976;81:889.
- 60 Grady DE, Hollenbach RE, Schuler KW, Callender JF. Strain rate dependence in dolomite inferred from impact and static compression studies. *J Geophys Res*. 1977; 82:1325–1333. <https://doi.org/10.1029/JB082i008p1325>.
- 61 Petersen CF. *Shock Wave Studies for Selected Rocks*. Stanford: Stanford University Libraries; 1969.
- 62 Stephens DR. The hydrostatic compression of eight rocks. *J Geophys Res*. 1964;69: 2967–2978. <https://doi.org/10.1029/jz069i014p02967>.
- 63 Stephens DR, Lilley EM, Louis H. Pressure-volume equation of state of consolidated and fractured rocks to 40 kb. *Int J Rock Mech Min Sci*. 1970;7:257–296. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(70\)90042-2](https://doi.org/10.1016/0148-9062(70)90042-2).
- 64 Mogi K. Effect of the intermediate principal stress on rock failure. *J Geophys Res*. 1967;72:5117–5131. <https://doi.org/10.1029/jz072i020p05117>.
- 65 You M. True-triaxial strength criteria for rock. *Int J Rock Mech Min Sci*. 2009;46: 115–127. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.05.008>.
- 66 Hatzor YH, Palchik V. Correlation between mechanical strength and microstructural parameters of dolomites and limestones in the Judea Group - Israel. *Isr J Earth Sci*. 2004;49:65–79. <https://doi.org/10.1560/Isgv-ha9e-plx7-yrat>.
- 67 Bukowska M, Sanetra U. Badania konwencjonalnego trójosiowego sciskania granitu i dolomitu w aspekcie ich własności mechanicznych. *Gospod Surowcami Miner*. 2008; 24:345–358. in polish.

- 68 M. Foroutan, E. Ghazanfari, K.C. Bijay, S.M. Asce, M. Asce, Analysis and Comparison of Measured Static and Dynamic Moduli of a Dolostone Specimen, (n.d.). doi: 10.1061/9780784482124.
- 69 Liu K, Zhang QB, Zhao J. *Dynamic Increase Factors of Rock Strength*. 2018.
- 70 Arup Ove, Partners Ltd. *Verification of the Karagozian and Case Material Model for LSDYNA 971 R3*. 2009.
- 71 Bartlett S, Burgess H, Damjanović B, Gowans R, Lattanzi C. *Technical Report on the Copper-Silver Production Operations of KGHM Polska Miedz S.A., Norfolk*. 2013.
- 72 Weeks JD, Tullis TE. Frictional sliding of dolomite: a variation in constitutive behavior. *J Geophys Res*. 1985;90:7821. <https://doi.org/10.1029/jb090ib09p07821>.
- 73 Hanssen AG, Hopperstad OS, Langseth M, Ilstad H. Validation of constitutive models applicable to aluminium foams. *Int J Mech Sci*. 2002;44:359–406. [https://doi.org/10.1016/S0020-7403\(01\)00091-1](https://doi.org/10.1016/S0020-7403(01)00091-1).
- 74 Kucewicz M, Baranowski P, Malachowski J. A method of failure modeling for 3D printed cellular structures. *Mater Des*. 2019;174. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2019.107802>.
- 75 Jamrozak K, Bocian M, Kulisiewicz M. Effect of the attachment of the ballistic shields on modelling the piercing process. *Mechanika*. 2013;19:549–553. <https://doi.org/10.5755/j01.mech.19.5.5536>.
- 76 Kędzierski P, Morka A, Stanisławek S, Surma Z. Numerical modeling of the large strain problem in the case of mushrooming projectiles. *Int J Impact Eng*. 2019;135:103403. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.103403>.
- 77 Baranowski P, Janiszewski J, Malachowski J. Study on computational methods applied to modeling of pulse shaper in split-Hopkinson bar. *Arch Mech*. 2014;66:429–452.
- 78 Gasiorek D, Baranowski P, Malachowski J, Mazurkiewicz L, Wiercigroch M. Modelling of guillotine cutting of multi-layered aluminum sheets. *J Manuf Process*. 2018;34:374–388. <https://doi.org/10.1016/j.jmapro.2018.06.014>.
- 79 Baranowski P, Platek P, Antolak-Dudka A, et al. Deformation of honeycomb cellular structures manufactured with Laser Engineered Net Shaping (LENS) technology under quasi-static loading: experimental testing and simulation. *Addit Manuf*. 2019; 25:307–316. <https://doi.org/10.1016/j.addma.2018.11.018>.
- 80 Pająk M, Janiszewski J, Kruszka L. Laboratory investigation on the influence of high compressive strain rates on the hybrid fibre reinforced self-compacting concrete. *Construct Build Mater*. 2019;227:116687. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116687>.
- 81 Panowicz R, Janiszewski J, Kochanowski K. Influence of pulse shaper geometry on wave pulses in SHPB experiments. *J Theor Appl Mech*. 2018;56:1217–1221. <https://doi.org/10.15632/jtam-pl.56.4.1217>.
- 82 Nurkowski J. The application of coreless inductors for displacement measurements in laboratory investigations of rock properties. *Arch Min Sci*. 2014;59:1033–1050. <https://doi.org/10.2478/amsc-2014-0071>.
- 83 Li D, Wong LNY. The brazilian disc test for rock mechanics applications: review and new insights. *Rock Mech Rock Eng*. 2013;46:269–287. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0257-7>.
- 84 Fairhurst C. On the validity of the “Brazilian” test for brittle materials. *Int J Rock Mech Min Sci*. 1964;1:535–546. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(64\)90060-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(64)90060-9).
- 85 Report T, Kotronis P, Centrale E. *Implementation of Path Following Techniques into the Finite Element Code LAGAMINE*. 2009.
- 86 Jin L, Xu C, Han Y, Du X. Effect of end friction on the dynamic compressive mechanical behavior of concrete under medium and low strain rates. *Shock Vib*. 2016. <https://doi.org/10.1155/2016/6309073>, 2016.



Contents lists available at ScienceDirect

International Journal of Mechanical Sciences

journal homepage: www.elsevier.com/locate/ijmecsci



Investigation of dolomite' rock brittle fracture using fully calibrated Karagozian Case Concrete model

Michał Kuciewicz^{*}, Paweł Baranowski, Roman Gieleta, Jerzy Małachowski

Military University of Technology, Faculty of Mechanical Engineering, Institute of Mechanics and Computational Engineering, 2 Gen. S. Kaliskiego Street, 00-908 Warsaw, Poland

ARTICLE INFO

Keywords:

Dolomite
Fracture
Numerical modeling
KCC calibration
Semicircular bending test
Brazilian test

ABSTRACT

This paper presents a procedure to compute the parameters of the Karagozian and Case Concrete (KCC) constitutive model for brittle materials based on dolomite rock. First, the fracture energy and fracture toughness of the dolomite rock were determined from two experimental tests: the semicircular bending test (SCBT) and Brazilian indirect tension test (BT). Next, the novel optimization-based strategy was developed for efficiently calibrating the brittle damage parameters, and a broad parametric study was performed based on dolomite rock. Finally, the optimal parameters were validated through three experimental tests: SCBT, BT and a drop-weight fragmentation test. The results were compared with those obtained using three different sets of parameters for dolomite rock that is the KCC model with automatically generated parameters, parameters that provides an instable softening behavior, and the KCC model with parameters calibrated by the authors in a previous study. A qualitative and quantitative comparison of the results confirmed that the approach presented here improves the efficiency of fracture reproduction.

1. Introduction

Rock failure under loading conditions in which tension is one of the principal stresses is mainly due to tension exceeding the tensile strength of the rock [1,2]. In blast mining, tension is responsible for the propagation of cracks outside the immediate vicinity of the high explosive (HE) [3–6]. The tendency toward crack propagation in fracture zone in some distance (above 5 times of borehole radius) from the axis of HE arises due to relatively low tensile strength of rock, which is subjected to tension, due to rapid movement of transverse compressive wave in the rock massif [7]. Evaluating the mechanical properties underlying the initiation and growth of cracks in rock is crucial for understanding the processes that occur during rock deformation, especially when the rock is very brittle. The most important parameters in the first mode of fracture are the tensile strength f_t , the fracture energy, G_f and the stress intensity factor, K_{IC} . These fracture properties can be determined from relatively simple tests, such as the notched semicircular bending test (SCBT) [8–11], three-point bending tests on single edge notched specimens [12–15] or the Brazilian indirect tensile test (BT) [16,17], and the data can be used to support numerical simulations that faithfully reproduce the mechanisms observed during actual rock deformation.

The proper modeling of rock requires a constitutive model that takes into consideration the pressure dependence of the material, strain rate sensitivity, and evolution of damage with progressive degradation of strength. These properties of rock are somewhat similar to those of concrete, and therefore constitutive models used for concrete and other quasi-brittle and brittle materials are often used for rock modeling, e.g., the Johnson Holmquist ceramics (JH-2) model [5,18–23], Johnson Holmquist concrete (JHC) model [24–26], Riedel-Hiemaier-Thoma (RHT) model [27–30], continuous surface cap model [31,32] and Karagozian Case concrete (KCC) model [31,33–35].

This study adopts the KCC model, which is widely used to reproduce brittle materials such as concrete/modified concrete [36–39], asphalt [40], quartz [41], and middle-strength rock [34,42–44]. The advantages of the KCC model include dependence on pressure, strain rate and evolution of damage. Numerous studies have confirmed that the default fit of KCC parameters is efficient for modeling concrete only when the elements do not substantially differ in size from the 4-inch edge length. As the various applications of the KCC model require several element sizes, ranging from very small elements for detailed modeling of penetration and laboratory tests to relatively large elements for simulating full-scale field tests of the blast response of reinforced columns, a simple

^{*} Corresponding author.

E-mail address: michal.kuciewicz@wat.edu.pl (M. Kuciewicz).

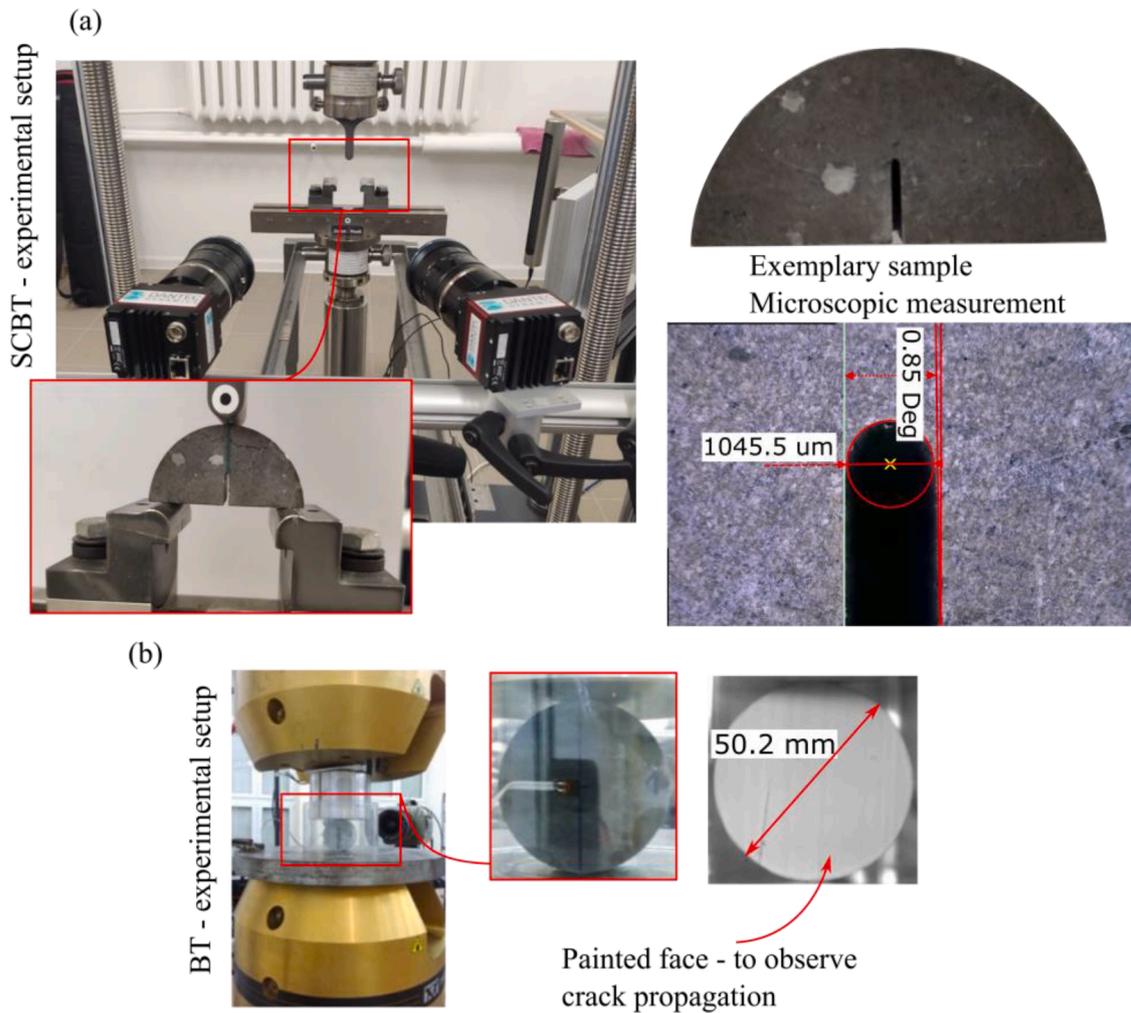


Fig. 1. Experimental setups for the semicircular three-point bending test (a) and Brazilian test (b). Photos of an exemplary notched specimen and cylindrical disc are shown with their most important microscopically measured dimensions. Both tests were recorded with a high-resolution camera.

method of determining damage parameters of the KCC is required.

Some researchers have focused on calibrating damage parameters for the KCC model [45,46]. The KCC release III model implements a simple normalization of fracture energy with localization width or element size (described in detail in Section 3.4). Whether the crack is calculated in an inter- or trans-element fashion depends on the mesh grid and applied damage constants [47,48]. The rock of interest in this study, dolomite, is characterized by brittle fracture, which involves rapid crack propagation. In the initially smooth strain field, the strain on the elements near the localized bond increases rapidly, while the strain around the localized bond decreases [48,49]. These changes lead to high mesh dependency, which must be normalized by the KCC model using damage parameters. At the same time, mesh dependency can generate unstable behavior due to rapid unloading when brittle fracture occurs. All strategies for damage parameter calibration in the literature focus on materials characterized by slow softening. The authors of the original KCC model implementation suggested, firstly, to choose the localization width taking into account the size of the elements in the modelled problem in such a way to match the fracture energy to the experimental results for tension [45,50] and then changing the three damage power parameters, $b_{1,2,3}$ (described in Section 3), to scale the modified effective plastic strain for fine fitting with compressive and tensile stress-strain curves, as these parameters slightly changes the shape of softening

curve. Kong et al. [51] proposed the application of a damage curve defined as a monotonically decreasing function controlled by three parameters calibrated iteratively to match the fracture energy. The response in the biaxial and triaxial tensile tests was fixed and better softening is observed. However, this method requires a reimplementation of the constitutive model as it was performed with user-defined material model subroutines. Zhao et al [43]. proposed a different approach in which the damage curve is used directly for calibration without using the localization width and other damage control parameters. Feng et al [36]. confirmed that the basic approach to fitting fracture energy by changing b_1 , b_2 and b_3 is useful for reproducing rubberized concrete characterized by high plasticity. Kong et al [52]. proposed a solution for mesh dependency that uses a nonlocal formulation and modified KCC model and is capable of reproducing the RC beam subjected to blasting. Yin et al [53]. used a KCC model to reproduce ultra-high performance concrete (UHPC) subjected to three-point static bending and obtained a calibrated model by mixing the change b_2 and stiffness defined by the equation of state (EOS). Mardalizad et al [42]. determined the damage curve from a triaxial compression test and performed a short study of the effects of various parameters on the response of sandstone. Limited quantitative crack pattern reproduction from triaxial compression (TXC) and brazilian test was achieved.

No calibration method for very brittle materials is available in the

literature. The main aims of this paper were to delineate the limitations of the original implementation of the KCC model and to propose a novel strategy for calibrating damage parameters to model highly brittle materials. This proposed approach, which is the main novel part of this paper, does not require time-consuming and difficult reimplementation of the constitutive model by independently improving the limitations of the current constitutive equations, and focuses on the proper reproduction of a tensile damage. Simplified and detailed damage curves were investigated, and a broad parametric study of damage parameters with detailed descriptions was performed. The proposed calibration strategy was validated through several experimental tests in which tension played a significant role. Additionally, due to the lack of literature data, the fracture toughness and fracture energy of the dolomite rock were determined under static loading conditions using two different tests. Dolomite rock was investigated to develop improved model parameters for simulating rock blasting in this rock, which will be presented in further studies.

2. Materials and methods

The experimental tests presented in this paper were performed using the dolomite rock described previously [44,54,55]. The results of uniaxial and triaxial tests of a similar dolomite rock performed in [56–59] are partially used in this article. The fracture of dolomite and other rocks is mostly due to tensile or shear cracking [60]. The tensile strength of the rock and the presence of pre-existing cracks and other imperfections in its structure influence the stress intensity factor K_{Ic} , which is a measure of the material's resistance to fracture. The post-failure behavior in the softening phase, in which accumulated elastic energy is released, shows how quickly crack propagation occurs and how brittle the material is. To evaluate these parameters, two simple but complementary tests of the brittleness of dolomite rock were performed. The first, the BT, provides the tensile strength, but a correction factor is required to obtain the actual tensile strength. In the second, the SCBT, a notched sample is subjected to a three-point bending load. The SCBT specifies the fracture energy of the rock. The results of these two tests can be used to determine the critical stress intensity factor K_{Ic} for the first mode of fracture related to pure tension. When combined with inverse engineering using numerical simulations, the SCBT may also be useful for determining tensile strength. An advantage of the SCBT over the BT is that the load acting at the top of the notch in the localization zone is almost pure tension. Consequently, the speed of crack propagation and energy release after the maximum strength is reached, which influence the post-critical load-bearing capacity, can be observed. A significant disadvantage of the SCBT, however, is its high sensitivity to changes in notch geometry.

2.1. Experimental setup

All specimens for the experimental tests were prepared from dolomite cores according to ISRM standards [61]. The dolomite cores were cut into 25-mm-thick slices using a 1.0-mm-thick diamond disc, and 50-mm-diameter discs were cut out with a diamond drill rig as samples for the BT. For the SCBT, the discs were cut in half down the middle, and 10.0-mm-long notches were incised in the center of the straight face of each half. The experimental scheme for SCBT with exact dimensions is presented in Fig. 1. A description of the application of the Brazilian test can be found in [44]. Due to the limited number of dolomite cores, 5 and 10 samples were used for the BT and SCBT tests, respectively. To faithfully reproduce the notched specimens, microscopic measurements of geometry were conducted. The average radius of the notched round was 0.512 mm, and the width was 1.05 mm. The notch opening was slightly wider at the base of the specimen, but this variation did not affect the strength of the sample at the cross-section subjected to tensile loading.

For both tests, a Zwick & Roell KAPPA 50 DS strength machine was

used. For the SCBT, a 10.0-mm-diameter three-point support with the supports spaced 40.0 mm apart was used. For the BT, the sample was placed between two flat plates. Both force and load point displacement (LPD) were recorded since crack-opening displacement could not be recorded with existing equipment. The resulting LPD-force curves are presented in Fig. 4. The tensile strength was calculated from the BT according to the following formula [62]:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi Dt} \quad (1)$$

where σ_t is the tensile strength from the indirect test, P is the maximum loading, and D and t are the diameter and thickness of the sample, respectively.

2.2. Description of the KCC constitutive model

The KCC model implemented in LS-Dyna code is briefly introduced in this section. As the main scope of this paper is to verify the ability of the KCC model to reproduce tensile damage, fundamental equations defining this part of the model are described in more detail. The basic idea of the KCC constitutive model is to treat the volumetric and deviatoric responses of the material separately. The model limits the strength of the material by three failure surfaces defined by eq. 2: the yield, maximum, and residual surfaces [45,46]. First surface determines the strength at which the plastic deformation begin to accumulate in the material, the second surface determines the maximum compressive strength for various confining pressures, and the last one provides data about residual strength, when the model is fully damaged. The three surfaces are described as follows:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_y &= a_{0y} + \frac{p}{a_{1y} + a_{2y}p}, \text{ yield surface} \\ \Delta\sigma_m &= a_{0m} + \frac{p}{a_{1m} + a_{2m}p}, \text{ maximum surface} \\ \Delta\sigma_r &= \frac{p}{a_{1r} + a_{2r}p}, \text{ residual surface} \end{aligned} \quad (2)$$

where p is pressure and a_{0y} , a_{1y} , a_{2y} are the shape coefficients of the yield surface, a_{0m} , a_{1m} , a_{2m} are the shape coefficients of the maximum surface and a_{1r} , a_{2r} are the shape coefficients of the residual surface. The surfaces are fit to experimental test data using the least squares method by changing these coefficients. However, the above equations are applied only for pressures higher than $p > f_c/3$ (corresponding to uniaxial strength in $p - \Delta\sigma$ space) and only under compression. For lower pressures covering the range from $-f_t$ to $f_c/3$, the extension meridian is generally limited by [32,38,45,63]:

$$\Delta\sigma = \frac{3}{2\psi}(p + f_t) \quad (3)$$

where f_t is the tensile strength of the material and ψ is the ratio between the maximum compressive and tensile meridian and is described later.

The extension meridian passes two important points resulting from uniaxial tension ($-f_t/3, f_t$) and triaxial tension ($-f_b, 0$). This defined failure surface is interpreted as a straight line until pressure ($f_c/3, f_c$) [45,63]. The third segment of the maximum tensile surface at $p > 0$ and $\lambda > \lambda_m$ is a linear interpolation between the pressure cutoff point ($p_c, 0$), where $p_c = -\eta f_c$, and point $(0, 3f_t)$, which corresponds to the maximum tensile strength. This results from the evaluation of the second maximum tensile segment at $p = 0$ (for $\psi = 1/2$). In the formula for p_c , the coefficient η is a damage parameter that scales the maximum strength in tension and when damage is equal to 2.0 (described later with eq.8) the material completely loses the ability to withstand tensile loadings.

The compressive meridian under pressure less than $-f_c/3$ is defined using the coefficient ψ [63] as follows:

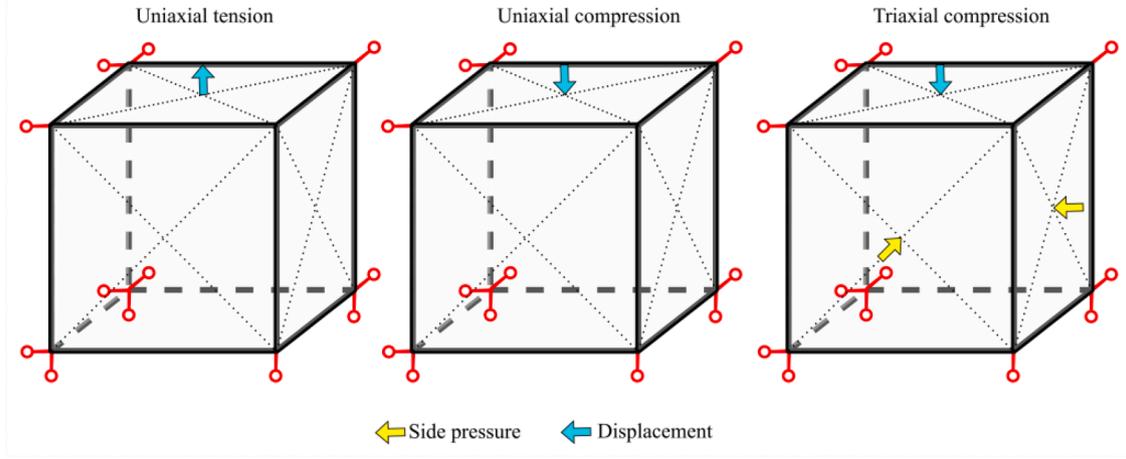


Fig. 2. Model and boundary conditions for single-element tests for uniaxial tension, uniaxial compression and triaxial compression. These models were used to calibrate the damage parameters of the KCC model. The loading was applied as the prescribed motion of the top nodes (on the face with a blue arrow) with a velocity corresponding to the experimental velocity (0.5 mm/min). For triaxial compression, additional side pressures corresponding to σ_2 and σ_3 were applied.

$$\psi = \begin{cases} \frac{1}{2}, p \leq 0 \\ \frac{1}{2} + \frac{3f_t}{2f_c}, |p| = \frac{f_c'}{3} \\ \frac{\alpha f_c'}{2\alpha f_c'}, p = \frac{2\alpha f_c'}{3}, \alpha \approx 1.15 \\ 0.753, p = 3f_c' \\ 1.0, p > 8.45f_c' \end{cases} \quad (4)$$

ψ takes values between 0.5 and $1/2 + 3/2(f_t/f_c')$ at tension and increases at the compression state. This approach is used because of the unavailability of experimental data for this range. ψ is also used to introduce the dependence of the material model on the third invariant to distinguish the dependence between the triaxial compressive and tensile meridians. This approach was first introduced in the William and Warnke function, which considers the dependence on the lode angle [64].

Damage is introduced in the model by the functional Γ , which computes the current value of the failure surface and depends on pressure, the strain rate, stress triaxiality and damage:

$$\Gamma(p, J_3, \lambda, r_f) = \begin{cases} r_f \cdot \theta(J_3) \cdot [\eta(\lambda) \cdot (\Delta\sigma_m(p) - \Delta\sigma_y(p)) + \Delta\sigma_y(p)], |\lambda| \leq \lambda_m \\ r_f \cdot \theta(J_3) \cdot [\eta(\lambda) \cdot (\Delta\sigma_m(p) - \Delta\sigma_r(p)) + \Delta\sigma_r(p)], |\lambda| \leq \lambda_m \end{cases} \quad (5)$$

where λ is called the damage parameter. λ reflects the amount of plastic flow calculated by the KCC model and is a function of the effective plastic strain. r_f is a rate enhancement factor, and $\theta(J_3)$ is the William and Warnke coefficient [64], which depends on the third invariant of the stress tensor J_3 . The calculation of damage is controlled by the damage function $\eta - \lambda$, defined by the user as a 13-point piecewise curve [45, 46].

The increment of the hardening parameter $d\lambda$ is related to the plastic strain rate increment according to the following equation:

$$d\lambda = h(\sigma) d\bar{\epsilon}^p = h(\sigma) \sqrt{\frac{2}{3}} d\dot{\epsilon}_{ij}^p \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (6)$$

where $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ is the increment of the plastic strain rate. $h(\sigma)$ is a damage evolution factor defined as

$$h(\sigma) = \begin{cases} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{s}{100}\right)(r_f - 1)\right] \left(1 + \frac{p}{r_f f_t}\right)^{b_1}}, p \geq 0 \\ \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{s}{100}\right)(r_f - 1)\right] \left(1 + \frac{p}{r_f f_t}\right)^{b_2}}, p < 0 \end{cases} \quad (7)$$

where b_1 and b_2 are input parameters used to normalize the plastic strain to be independent of element size and s is a stretch factor set in full input mode.

The volumetric response is controlled by the equation of state (EOS), which is defined as a piecewise nonlinear relationship among the volumetric strain, pressure and unloading bulk modulus [46].

The damage model represented in the LS-Dyna code as an effective plastic strain measurement is calculated as a scalar value according to the following equation:

$$\delta = \frac{2\lambda}{\lambda + \lambda_m} \quad (8)$$

δ takes values from 0 to 1.0 when the failure surface mitigates between the yield and maximum surfaces and takes values from 1.0 to 2.0 when the strength is interpolated between the maximum and residual surfaces.

A detailed description of the damage function is provided in Section 4. A detailed calibration procedure for strength surfaces can be found in references [45–47, 65, 66].

2.3. Description of the numerical models

Following the experimental tests numerical simulations were conducted. For all analyses, an explicit integration procedure with massively parallel processing (MPP) LS-Dyna code was adopted. Parametric study was conducted in two stages. In the first stage, basic tests were considered: uniaxial and triaxial compression at 0, 10.0 and 25.0 MPa confining pressure, as well as uniaxial tension. Tensile tests are a generalization of the BT. Single-element models with the boundary conditions shown in Fig. 2 were adopted in this study. To cover the conditions of the normalizing equations, the sizes of the elements were scaled. Loading in both tension and compression was defined with a prescribed displacement and a constant loading rate of 0.5 mm/min. In triaxial tests, the confining pressure was applied during the dynamic relaxation phase. Therefore, the displacement was applied to a stably preloaded model.

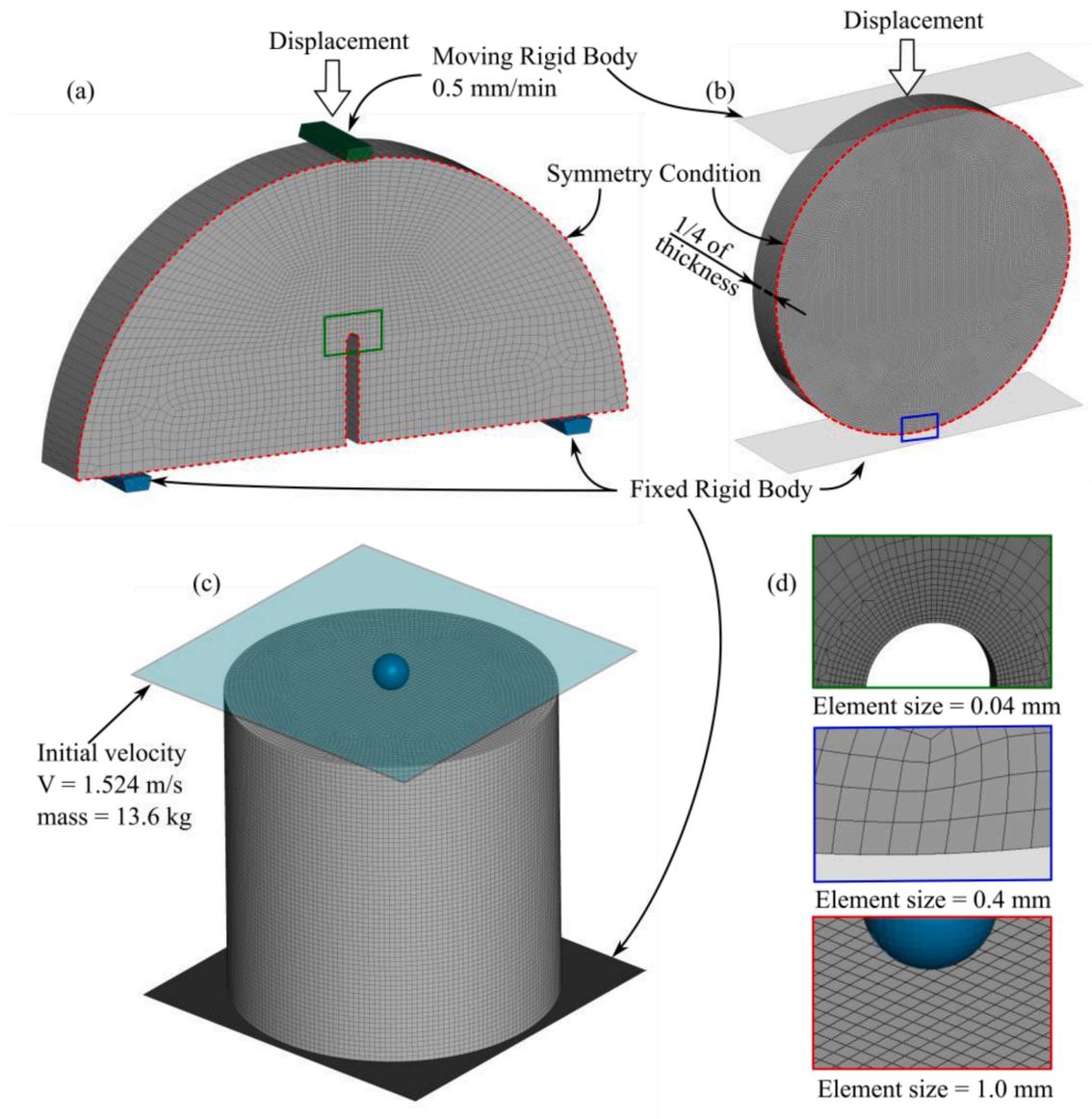


Fig. 3. Models and boundary conditions for the static and dynamic tests used to validate the numerical models: a) semicircular three-point bending test (SCBT), b) Brazilian test, and c) drop weight test [55]. A detailed visualization of the adopted mesh grid is also shown (d). The basic element size was 0.4 mm, and for the SCBT, a region near the notch tip was 10x densified.

In the second stage, three small-scale tests were numerically reproduced: the static SCBT, the BT and the dynamic drop-weight test using a ball bearing. All tests were preceded by the determination of the proper modeling methodology, including the verification of the numerical models. Numerical models for SCBT and BT were prepared according to the measured sample dimensions. The dimensions of the notch in the semicircular specimen were reproduced from microscopic observations, as the accuracy of these dimensions can affect the results. For the BT model, 1-integration-point solid elements (constant stress solid element [67]) with a characteristic length of 0.4 mm were used, while in the SCBT model, a gradually densified mesh was used in which the smallest element was 0.04 mm (Fig. 4d). The boundary conditions were the same as in the experimental tests described in Section 2. The models for the SCBT and BT are presented in Fig. 3a and b, respectively. Loading was applied with movement of a rigid part at a constant velocity of 0.5 mm/min. This allowed us to verify the actual rate of crack propagation. Fixed rigid parts were used as supports. The interaction between the sample and the loading components was defined with a penalty-based contact algorithm. For the SCBT, a static friction coefficient of $\mu=0.74$

was determined from the change in the distance between two points marked on the sample close to the supports, which was measured with a video-extensometer. The friction coefficient was determined iteratively to fit the displacement from the simulation and experiment. The same friction was used in the BT simulations. To reduce the computational time, a $\frac{1}{4}$ slice of the sample with applied symmetry boundary conditions was adopted. In preliminary studies, this approach had no effect on the quality of the results. All prescribed loadings were applied as a time-displacement of loading bodies, to reproduce the actual strain rate of investigated experiments.

The third test was the drop-weight test (Fig. 4c) proposed by Baranowski et al [55]. In this test, a tensile fracture was induced in a cylindrical sample by squeezing a steel ball bearing with a drop-weight hammer. The diameter and height of the sample were both equal to 50.0 mm. The displacement and force were measured in the experiment. The mass of the impactor was 13.6 kg, and the force was transferred pointwise by a $\varnothing 5.5$ -mm-diameter ball bearing placed on the upper surface of the sample. The equivalent energy of impact was ~ 14 J. The experimental setup was numerically reproduced as a specimen inserted

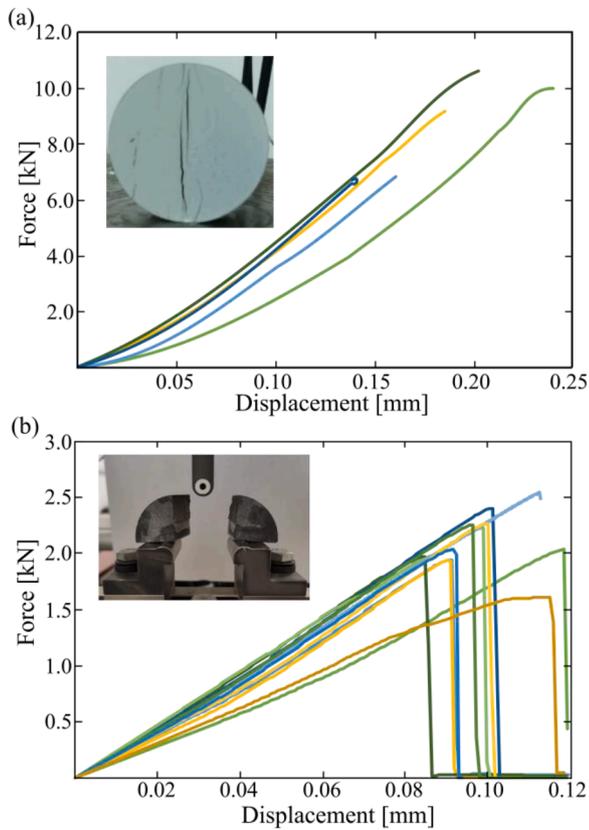


Fig. 4. Force-load point displacement curves from the experimental tests: (a) Brazilian test and (b) semicircular bending test (SCBT). The maximum variation of the maximum registered force for samples prepared from the same rock core was ~30%.

between two rigid walls representing the impactor and the force sensor base. To reproduce the loading conditions of the actual tests, a corresponding mass of 13.6 kg and an initial velocity of 1.524 m/s were specified for the moving rigid wall. Both the ball and the specimen were modeled with solid elements of 1 integration point with a characteristic length of 1.0 mm. The same contact algorithm described above was used for the interaction of the ball and sample. The ball was not plastically deformed after impact, so an elastic material model with the following steel properties was used for modeling: $E_{steel}=210.0$ GPa, $\rho_{steel}=7850$ kg/m³, $\nu=0.3$. The results of finite element analysis (FEA) and the experiments were compared quantitatively and qualitatively using force-displacement curves and fracture patterns, respectively. The model for the drop-weight test is presented in Fig. 3c.

To ensure the numerical stability of the solution, a Courant-Levy time step criterion was used for explicit time integration, and the time

step scale factor was 0.8. The Flanagan-Belytschko viscous form with exact volume integration for solid elements was used as a hourglass control parameter.

3. Experimental results and description of the improved KCC calibration strategy

The paper extends the KCC model calibration procedure [35] by improving the determination of damage function parameters and presents an extensive parametric analysis. The aim was to verify the limitations and applicability of the KCC model to reproduce the brittle fracture process, especially for rock samples under tensile loading.

3.1. Results and discussion of the BT and SCBT tests

The maximum strength from the BT ranged from 4 to 6 MPa, with an average value of 5.2 MPa (Fig. 4a). The slope of the elastic range varied by as much as 35%. The flattening observed at the beginning of the curves is due to the initiation of contact between the sample and loading plates. The discrepancies among the curves may also reflect the effects of inclusions and bedding planes in the rock [54]. When imperfections were present near the contact points, premature initiation of cracking was observed. However, in 3 of 5 samples, the rupture initiated in the center of the specimen at the point of maximum tensile stress as intended [68]. The post-failure response of the sample was not recorded in the tests due to insufficient sampling frequency, the division of the sample into two pieces, and the prompt nature of the fracture process, which did not provide any information about the softening of the sample. After reaching the maximum strength, instantaneous macroscopic fracture occurred in all samples [69].

The results of the SCBT (Fig. 4b) were characterized by better repeatability compared with the results of the BT (Fig. 4a). The results confirmed that dolomite is a brittle material; when the critical force was reached, the crack immediately propagated throughout the cross-section, causing a rapid decrease in the force to zero and loss of continuity of the specimen. Softening behavior was not observed. The variance of the experimental results was approximately 15% from the mean value, and the maximum force was 1980 N. The stiffness of the material, expressed as the slope of the LPD-force curve, was nearly the same for each sample, thus permitting the verification of the elastic modulus under tension using numerical simulations and backward modeling. In addition, the responses of two specimens were significantly different from those of the others in the BT and SCBT tests.

3.2. Determination of fracture parameters

Based on the experimental tests, the stress intensity factor K_{IC} for the first mode of deformation and the fracture energy were determined. For the BT, the following equation was used [16]:

Table 1
Results from the experimental tests.

Sample number	$K_{IC} \text{MPa} \cdot \text{m}^{0.5}$	SCBT test Fracture Energy [J]	Sample number	$K_{IC} \text{MPa} \cdot \text{m}^{0.5}$	Brazilian test Toughness [mJ/mm^3]
1	1.600	0.239	1	1.288	0.853
2	1.599	0.251	2	0.881	0.399
3	1.621	0.265	3	1.185	0.722
4	1.898	0.354	4	1.362	0.955
5	1.791	0.318	5	0.861	0.382
6	1.272	0.312			
7	1.610	0.271			
8	1.776	0.310			
9	1.547	0.254			
10	2.009	0.405			
Average	1.674	0.304	Average	1.115	0.662

Average K_{IC} from literature [70,71]: $1.75 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{0.5}$.

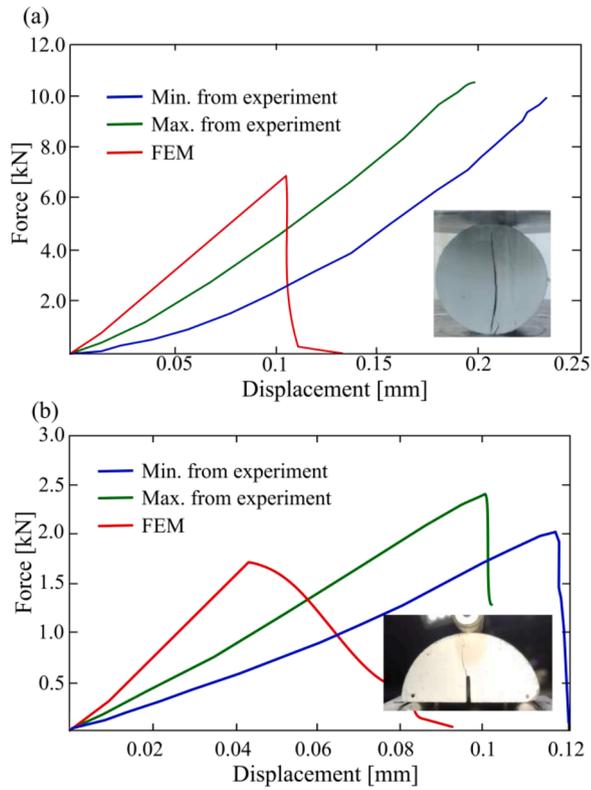


Fig. 5. Comparison of the results of experiments and preliminary simulations in which the previously calibrated KCC model parameters for dolomite rock were used for the a) Brazilian test and b) semicircular bending test. The parameters result in overestimation of the stiffness of the response of the rock under tensile loading and underestimation of the maximum strength, illustrating the need for additional calibration of the damage parameters.

$$K_{Ic} = BP\Phi\left(\frac{c}{R}\right) \quad (9)$$

where B is calculated as follows [16]:

$$B = \frac{2}{\pi^{3/2}R^{1/2}t\alpha} \quad (10)$$

The dimensionless stress intensity factor for a diametral crack, $\Phi(c/R)$, was assumed to be equal to 0.112, as the angle 2α on which the pressure is radially distributed is equal to $\sim 10^\circ$ [16].

For the SCBT, the following equation including the maximum force P_{max} was used to calculate K_{Ic} [61]:

$$K_{Ic} = Y' \frac{P_{max} \sqrt{\pi a}}{2RB} \quad (11)$$

$$Y' = -1.297 + 9.516\left(\frac{s}{2R}\right) - \left(0.47 + 16.457\left(\frac{s}{2R}\right)\right)\beta + \left(1.071 + 34.401\left(\frac{s}{2R}\right)\right)\beta^2 \quad (12)$$

where $\beta = a/R$, a is the notch length, R is the sample radius, and s is the distance between supports.

All results are listed in Table 1. The average K_{Ic} was $1.674 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0.5}$ in the SBCT and $1.115 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0.5}$ in the BT. This discrepancy is due to the possibly wrong assumption of angle, at which the stress state is assumed to be radially distributed. The small decrease of this angle results in high

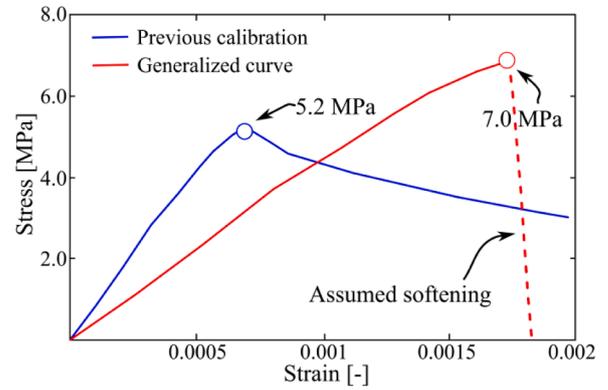


Fig. 6. Comparison of previously determined and currently adopted tensile curve. The blue line is the tensile curve from the single-element tension simulation using the previously determined KCC parameters. The red line is the tensile curve from preliminary tensile simulations in which the stiffness and strength of the material in the Brazilian and semicircular bending tests were in good agreement with the experimentally determined values.

increase of results. For 8° the results better with SCBT outcomes. However, the determination of this angle strongly depends on loading setup, and will be verified in further studies with digital image correlation (DIC) method. The results from SCBT test is in good agreement with the literature data ($\sim 1.75 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0.5}$).

3.3. Preliminary studies of previously determined parameters

The parametric study was preceded by preliminary simulations of the BT and SCBT to verify the ability of the previously determined KCC parameters to reproduce these experiments (Table 3). For both tests, the slopes of the load-displacement curves were approximately 20-30% higher than in the experiment (Fig. 5) due to the asymmetry between the tensile modulus and compressive bulk modulus. The bulk modulus is lower when determined by a direct tension test [62,72]. For dolomite, the ratio of the tensile modulus to the compressive bulk modulus is 0.5–0.8. Another reason for the higher slopes of the load-displacement curves is that the bulk modulus was averaged from uniaxial compression (UC) and TXC to take into account the effect of pressure in complex loading scenarios, which slightly overestimates the stiffness under unconfined loading conditions. The maximum error in the peak forces compared with the average experimental results was within 30% for both tests and was corrected in this study.

The fracture energy calculated from a single-element tension test using the previous KCC parameters was overestimated by several fold, as no brittle fracture was observed. Instead, very slow softening occurred. Direct tension test results for dolomite are not available in the literature, and therefore it was impossible to compare the results with the experimentally determined direct tensile response. To overcome this lack of data, the BT results were adopted to obtain a generalized stress-strain

curve under uniaxial tension. The tensile strength measured in the BT was $f_t=5.2 \text{ MPa}$, and increasing this to a value of 7.0 MPa resulted in a perfect match of the maximum force in both tests. Since the dolomite fractured immediately after reaching the maximum strength in both the BT and SCBT tests, a reference curve representing the result of the uniaxial tension test was designed and used for comparison in further parametric studies. The tensile bulk modulus was reduced as previously

Table 2
Applications of the KCC model.

Ref	Year	Material	Element size	Application
[40]	2017	Asphalt concrete structure	10.0 mm	Impact/blast
[36]	2021	Rubberized concrete	10.0 mm	Blast loading
[42]	2019	Sandstone	5.0 mm	Quasi-static
[73]	2016	Reinforced concrete member	25.4 mm	Blast loading
[74]	2015	reinforced concrete columns	50.0 mm	Blast loading
[35]	2020	Sandstone	1.5 mm	Quasi-static penetration test
[75]	1996	Concrete	2 inch = 54 mm	Blast loading
[31]	2014	Concrete	0.2 - 0.8 m	Random-field Analysis
[47]	2010	Concrete	25.0 - 100.0 mm	SHPB tests
[32]	2020	Concrete	1.0 mm	Blast loading
[76]	2017	Reinforced concrete column	6.25 - 50.0 mm	Blast loading
[77]	2021	Concrete	0.8 mm	SHPB tests
[39]	2020	Coral aggregate concrete	2.0 mm	UC compression
[78]	2021	Concrete	1.0 mm	Perforation test
[79]	2021	Concrete	1.0 mm	SHPB tests

described. The reference curve is presented in Fig. 6. It was assumed that the post-peak response was reproduced as a linear stress drop, and the softening energy was less than 5% of the total fracture energy.

The previous studies indicated that good agreement of the results of the indirect tensile test (BT) performed for a particular element size does not guarantee proper calibration of the constitutive model. The direct tension response of a single element revealed that the ductile behavior of the constitutive model is too high, resulting in conversion of the accumulated energy into a crack too slowly. This is the main reason why an improved calibration method is necessary. The agreement between the previous numerical results and experimental results is due to the sudden propagation of the failure plane across the whole sample and the decrease in force due to the splitting of the sample into 2 parts. In a single-element test, a pure response of the constitutive model is registered.

3.4. Damage parameters – case study

In addition to b_1 , b_2 and b_3 , the main regularization parameter applied in the KCC model is the localization width w_{loc} , which is denoted as LOCWIDTH in LS-Dyna. w_{loc} is related to the element volume and ensures that the energy absorbed due to softening remains objective [38]. The value of w_{loc} is specified by the user and is used directly to calculate the scaling parameter l_{loc} according to the following equations [63]:

$$l_{loc} = \begin{cases} \left(\frac{V_{loc}^{1/3}}{4} \right)^{1.05}, & \text{for } w_{loc}^3 \leq V_{loc} \leq 62.5 \\ (2.5)^{1.05}, & \text{for } V_{loc} > 62.5 \\ (w_{loc}/4)^{1.05}, & \text{for } V_{loc} < w_{loc}^3 \end{cases} \quad (13)$$

where V_{loc} is the element volume. Ultimately, l_{loc} normalizes the modified effective plastic strain λ but only for $\lambda > \lambda_m$ when the material strength is interpolated between the maximum and residual surfaces (see eq. 14). There is no normalization in the hardening phase, when the strength is interpolated between yield and maximum surface. The normalized effective plastic strain λ_r is calculated as follows [63]:

$$\lambda_r = \begin{cases} \lambda, & \text{for } \lambda \leq \lambda_m \text{ or } I \leq 5 \\ \lambda_m + (\lambda - \lambda_m)/l_{loc}, & \text{for } \lambda > \lambda_m \text{ or } 5 \geq I \geq 13 \end{cases} \quad (14)$$

As indicated, w_{loc} is used to scale the damage function only when the

Table 3
KCC model parameters used in previous work [44] that were not changed for damage calibration.

Symbol	Unit	Description	Value
RO	[kg/m ³]	Density	2840.0
A ₀	[MPa]	Maximum surface constant 1	79.0
A ₁	[-]	Maximum surface constant 2	0.542
A ₂	[1/MPa]	Maximum surface constant 3	1.5•10 ⁻⁴
A _{0Y}	[MPa]	Yield surface constant 1	77.0
A _{1Y}	[-]	Yield surface constant 2	0.513
A _{2Y}	[1/MPa]	Yield surface constant 3	7.7•10 ⁻⁴
Omega, ω	[-]	Shear-dilatancy factor	0.5
PR	[-]	Poisson Ratio	0.25
A _{1F}	[-]	Failure surface constant 1	0.47
A _{2F}	[1/MPa]	Failure surface constant 2	2.0•10 ⁻⁴
ERDOP	[-]	Post peak dilatancy decay	1
RSIZE	[-]	Unit conversion factor for mm	0.03937
UCF	[-]	Unit conversion factor for MPa	145.0
SLAMBDA	[-]	Stretch factor	100.0
f_t	[MPa]	Tensile Strength	7.0

volume of the largest element in the model is smaller than the value of w_{loc}^3 i.e., when the length of the square element is less than w_{loc} . Otherwise, the function of element volume V_{loc} controls the softening phase. The above equation uses a value of volume $V_{loc} = 62.5$, but as will be further demonstrated, this equation is not considered by the model for any element size. The authors of the KCC model recommend that "the localization width w_{loc} should be set smaller than the smallest element edge length in the FEM mesh" [38]. Under this assumption, w_{loc} does not affect the results, and the localization zone is calculated internally in the element. When w_{loc} exceeds the element edge length, the localization width covers a multi-element area and is normalized by l_{loc} .

In this section, the influence of the damage parameters on the resulting strength of the KCC model calibrated for dolomite is investigated. All tests were automated and performed with LS-OPT. The single-element model subjected to 4 types of loading described in Section 2.3 was used. Various element sizes were investigated to cover all conditions from eq. 13. A review of KCC applications in the literature (Table 2) shows that elements with edges greater than 50 mm are the exception in modeling concrete and concrete-like structures. The most commonly used element size range is 10.0–15.0 mm for both static and dynamic problems. Simulations with elements smaller than 1.0 mm are mainly performed in studies of meso-scale materials in which a detailed composition is considered (e.g., concrete with isolated mortar, interface transition zone (ITZ), aggregate fractions). Small elements are applied to investigate phenomena accompanying failure at different strain rates and are not practically applicable in modeling full-scale structures. This is important, because in many materials modeled with KCC, the crack width w_{loc} is wider than 1.0 mm, and the actual crack pattern might not proceed properly due to inter-element damage calculation [45]. This study will cover all listed element sizes. The main application of the KCC model is strongly dynamic/blast simulations.

The other important constant that strongly affects crack propagation is the dilation factor ω . ω depends on the confinement of the problem and defines the associativity of a flow: a value of 1 implies full associativity, while a value of 0 implies non-associative plastic flow. The value of ω strongly affects the volumetric expansion of plasticized material [80], as it is used to calculate the plastic potential function and is given by the following equations [46,47]:

$$\omega = \begin{cases} \frac{1}{2 \cosh \left[r_\omega \left(\ln \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0} \right) - \varepsilon_v^p \right) \right]}, & \Delta V \geq 0 \\ \frac{1}{2}, & \Delta V < 0 \end{cases} \quad (15)$$

where ε_v^p is the volumetric plastic strain and r_ω is a user-defined decay factor that takes values from 0.0 to 1.0. For positive volumetric strain, r_ω

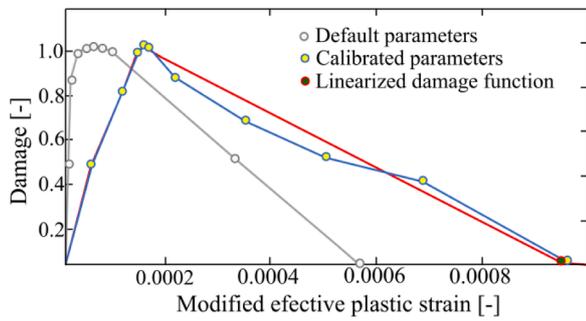


Fig. 7. Visualization of the damage curves adopted in the KCC model in the present study. These functions define the evolution of the accumulated damage as a function of modified effective plastic strain. The gray line is the default data provided by Malvar et al [45]., while the blue and red lines were determined from the triaxial compression test and from linearization of the triaxial response, respectively.

Table 4
Modified equation of state used for improved calibration.

No.	Log. Volumetric Strain [-]	Pressure [MPa]	Unloading Bulk Modulus [MPa]
1	0.006062	-35.49	5855.0
2	-8.54·10 ⁻⁴	5.0	5855.0
3	-0.006062	70.98	11710.0
4	-0.007375	92.5	16979.16
5	-0.008687	122.63	23536.63
6	-0.01	164.80	32717.08
7	-0.0119	253.69	92380.2
8	-0.0340	2245	108708.6
9	-0.0561	4597	125037.0
10	-0.0782	7310	141365.4

scales ω from 0.0 to 0.5 (eq. 15). For negative volumetric expansion, ω is equal to 0.5 and is not scaled by r_ω (eq. 15.2). The authors of the KCC model recommend a value range of 0.5–0.9 in user-input mode. Although ω influences the lateral deformation of the sample and, consequently, the quantitative characteristics of damage, it does not affect the maximum strength of the modeled material. In a simple test in which both ω and r_ω were changed within the full application range, no effect on the axial strain-stress curve was observed. Therefore, variation of ω was not investigated in the 1-element parametric study.

The parameters of the KCC model for determining the strength of dolomite are listed in Table 3. Minor changes were made to the EOS to extend its range to tension. The current bulk modulus under tension $K_{tensile}$ defined by the EOS was reduced by half and was equal to 5.5 GPa. This change was applied by replacing the first point (0.0, 0.0) of the previous EOS with (0.00165, -33.5 MPa). To extend the parametric study, the simplified linear damage function drawn in Fig. 7 was used instead of the previously determined one. The ability of the definition of the damage function λ_m with only 2 points for $\lambda > \lambda_m$ to reduce the instabilities of the model tests was verified in BT, UC and TXC tests. For the drop-weight test, the dynamic increase factor function was adopted from paper [35]. Complete sets of the KCC model parameters are listed in Tables 3 and 4.

The localization zone (or damage zone) has a physical interpretation in quasi-brittle materials such as concrete or rock. It defines the volume of sample in which microcracks begin to coalesce and localize. When the stress reaches the tensile strength, a single crack forms in this zone and begins to grow. As the crack propagates, the localization zone grows and moves, while the other part of the sample becomes unloaded. In the KCC model, the localization zone is controlled by w_{loc} , which is usually three times the aggregate size. Unlike concrete, dolomite rock has a homogeneous structure, and thus determining w_{loc} using the above assumption is impossible. Instead, the generalized width of the cracks formed in

Table 5
Cases for the parametric study.

No. test	Element size [mm]	B1	B2	B3	LLOC	λ - η factor
1	0.1 – 150.0	1.0	1.0	1.0	0.2 / 1.5	1.0
2	0.1 – 150.0	1.0	1.0	1.0	25.4	1.0
3	0.4 / 1.0	1.0	1.0	1.0	0.2	0.001 – 0.1
4	0.4 / 1.0	1.0	1.0	1.0	0.2 – 25.4	1.0
5	1.0	0.1 – 50	0.1 – 50	0.1 – 50	1.5	1.0

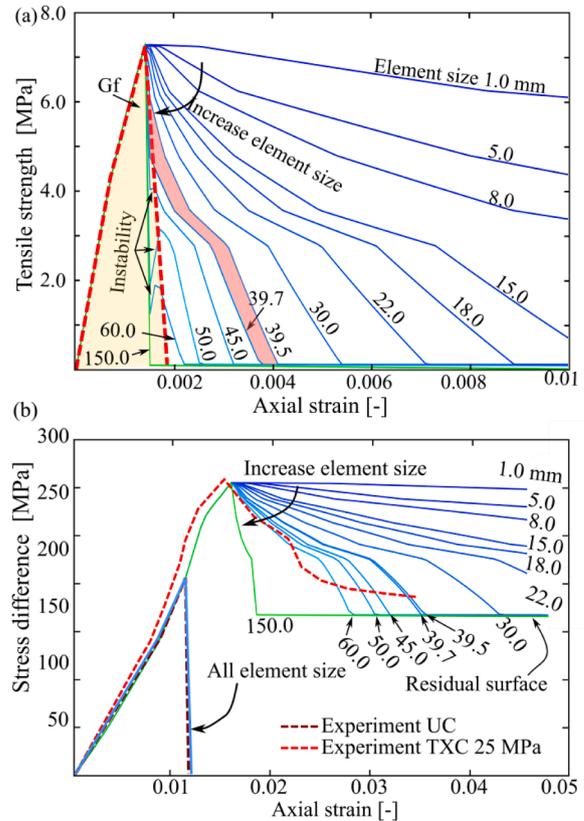


Fig. 8. The response in single-element simulations of uniaxial tension (a) and uniaxial/triaxial compression (b). An effect of element size on the stress-strain response is observed such that instability occurs when the element size exceeds 39.5 mm for w_{loc} less than the element size, resulting in instant evolution of damage. This leads to unphysical reproduction of the softening phase by the KCC model in all three tests.

the experimental tests was measured, and w_{loc} was set to < 1.5 mm. To comply with the recommendation that w_{loc} be smaller than the element length, $w_{loc}=0.2$ mm was investigated, as the numerical models used in the simulations were reproduced with elements with a length of 0.4 mm (BT/SCBT) or 0.8 mm (drop-weight test) in the crack area. Nonetheless, $w_{loc}\approx 1.5$ mm was studied in the second step of the study. Under dynamic loadings, the shape of the localization can change during simulation due to damping effects.

All studies were carried out for metric and imperial sets of units: MPa/N/s/mm and psi/lbf/s/inch. This was done to verify that the unit recalculation implemented in the model worked properly, which was questionable due to the instability problem described below. The sizes of the models in the corresponding studies were the same for both sets of units. As the results of the two models were the same, only the metric outcomes are discussed and shown below. The analyzed cases are

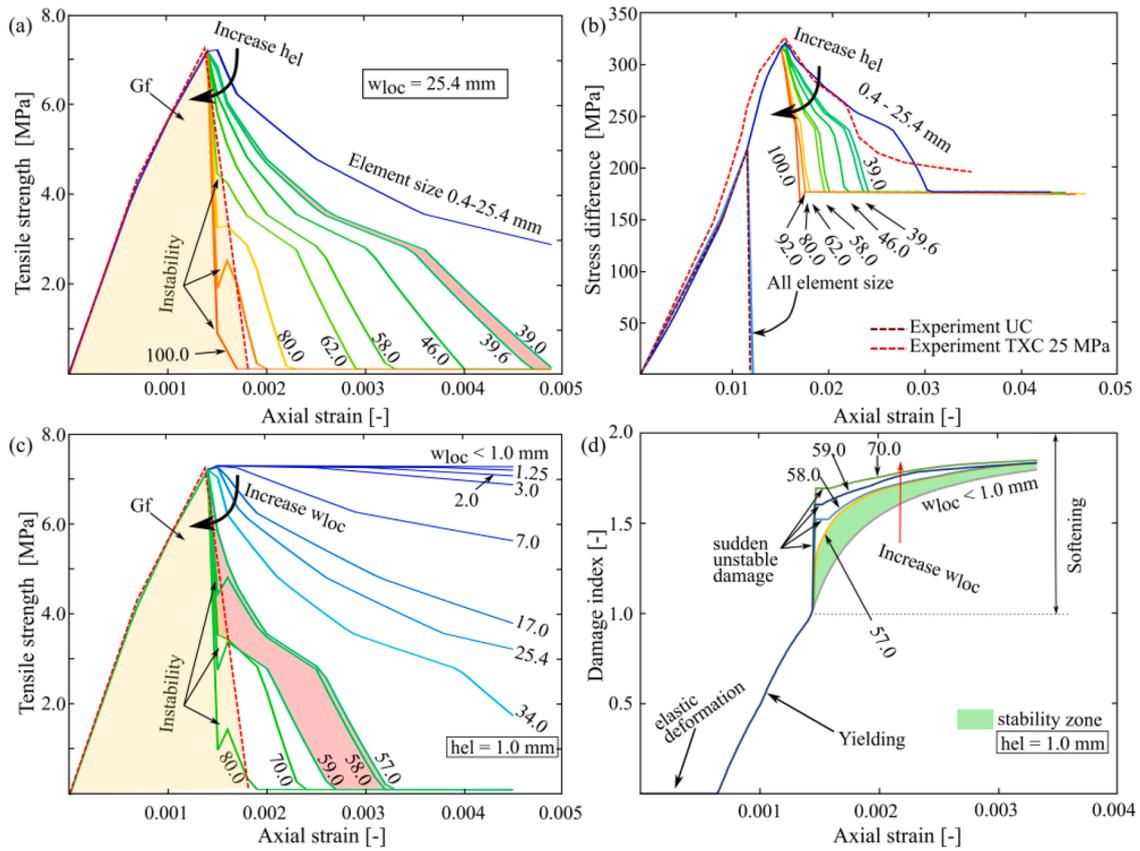


Fig. 9. The response in single-element simulation of uniaxial tension (a) and uniaxial/triaxial compression (b) when $w_{loc}=25.4$, which corresponds to the default value proposed by Malvar et al [45]. The responses confirm that the response is stable when the element size is smaller than w_{loc} but the intensity of strain softening is insufficient to reproduce brittle fracture. When w_{loc} exceeds 39.5 mm, instability of damage evolution occurs. This instability is evident as a sudden increase in the damage index after reaching a value of 1.0, which corresponds to the initiation of strain softening (c). The influence of changes in w_{loc} for a model with an element size of 1.0 (c) confirmed that enhancing the softening rate by increasing w_{loc} results in model instability and inability to reproduce brittle fracture.

summarized in Table 5. Due to the significant number of curves, which exceeded 1000 for each case, only representative and characteristic curves are shown in the figures below. No curves are shown for cases in which nothing extraordinary was observed on the UC and TXC curves. The target fracture energy of the generalized tensile test is shaded in yellow. The generalized flowchart of improved damage calibration is:

- 1 Set of localization width value based on the target element size of simulation (value smaller than the element size)
- 2 Linearize the damage function based on first and the last points of damage curve determined from triaxial tests.
- 3 Make a fine-correlation with damage parameters b_1, b_2, b_3 , for various loading scenarios, and select the values which minimize the energy while maintaining model stability under all load conditions

The first test verified the application of l_{loc} . For parameters covering the first equation $w_{loc}^3 \leq V_{loc} \leq 62.5$, constant values of w_{loc} of 0.2 mm and 1.5 mm were adopted. The element size varied from 0.1 mm to 150.0 mm. No information was provided about the units of the value 62.5, and thus the investigated element size covered this condition for both millimeters and inches. For units of millimeters, the limiting volume 62.5 mm³ is reached for element lengths greater than ~4.0 mm, while the corresponding measurement for units of inches is greater than ~108 mm. When the model exceeded both sizes, the stress-strain response in the softening phase still scaled with increasing element size according to Eq. 13. These results confirmed that the value of 62.5 is not considered by the model and that the second equation with constant l_{loc} is not used. For element lengths exceeding 39.54 mm, which corresponds to 100 times the mm/inch scaling factor used in the KCC model, a

gap in the results appeared in the stress-strain curve. This gap is marked by the red shaded area in Fig. 8a. Further increases in the element size resulted in instability of the model, represented by a sudden drop in stress in the stress-strain curve. This sudden drop in stress was observed as an instant increase in the damage index η due to premature failure. As shown in the strain-damage accumulation index graph, an instant increase in η occurred just after crossing $\eta=1.0$, when the strain softening phase began (Fig. 9d). This effect is the main limitation of the KCC model for very brittle materials. As a result, it is not possible to obtain a tensile curve like that in Fig. 5, in which a rapid energy release rate is observed. This problem was observed for both $w_{loc}=0.2$ and $w_{loc}=1.5$. When the element size exceeded 39.54 mm, breakdown was observed just after crossing the maximum tensile strength f_t . For large elements characterized by an edge length >100 mm, this effect resembled brittle fracture; however, unstable growth of η in a single-element model resulted in model collapse in full-scale models as described later. Thus, the model behaved stably beyond the described gap. For uniaxial and triaxial compression, no instability was observed for such cases (Fig. 8b).

Next, simulations with parameters covering the third range of Eq. 13 for $V_{loc} < w_{loc}^3$ were conducted. A default value of $w_{loc}=25.4$ mm was used. This value, which is ~25 times greater than the largest element size used in the simulation, verified the ability to scale the softening response for a wide range of elements. Under the above conditions, no effect of scaling was observed for elements shorter than 25.4 mm. When the element volume exceeded w_{loc}^3 , the damage function was scaled as described in the previous paragraph using equation 13.1. When the element length exceeded 39.54 mm, the same instability of stress-strain visualized as the red-shaded gap in Fig. 9a occurred. The results for an element length < 39.0 mm (above the mentioned gap) are not shown but

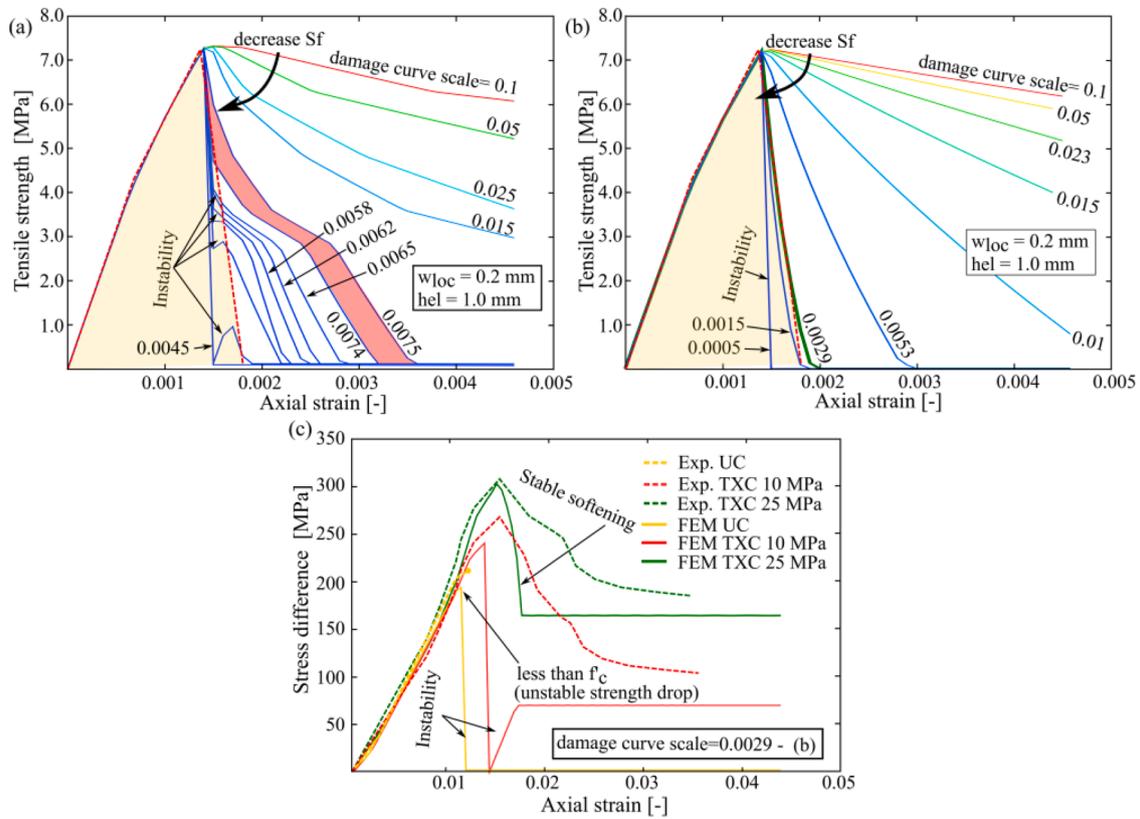


Fig. 10. The influence of scaling the width of the non-linearized (a) and linearized (b) damage functions (Fig. 7) on the reproduction of brittle damage in the uniaxial tension (a, b) and uniaxial/triaxial compression tests (c). When the nonlinear softening curve was used, instability prevented fitting of the fracture energy from the KCC model and from the experiment.

were distributed evenly and scaled predictably. For this case, a value of $h_{el}=39.54$ decoupled the stable and unstable model behavior. The UC and TXC results became unstable for elements longer than 39.6 mm (Fig. 9b).

A second study was performed for two element sizes: 0.4 mm and 1.0 mm. Instead of changing the element size, w_{loc} was varied from 0.1 to 50.0 mm, while $b_{1,2,3} = 1.0$ remained unchanged. This case verified that the behavior of the KCC model is stable with changing w_{loc} for small elements. No effect of changing w_{loc} was observed in the $\Delta\sigma$ - ϵ curve for $w_{loc} < h_{el}$; however, at higher values of w_{loc} , the intensity of softening increased, and again a gap was visible in the strength curve for $w_{loc} > 57.0$ mm in the 0.4 mm edge length model and $w_{loc} > 64$ in the 1.0 mm model. The stability zone of the KCC model for various w_{loc} is shown in Fig. 9d, which shows the evolution of the damage index in elements subjected to uniaxial tension. The instability for values above $w_{loc}=57.0$ mm is visible as vertical segments in which unstable deformation occurs.

Subsequent studies were carried out using fixed $w_{loc}=0.2$ and $b_{1,2,3} = 1.0$. Two element sizes were investigated: 0.4 mm and 1.0 mm. In this study, an ordinate (λ) from the user-defined damage function was scaled for $\lambda > \lambda_m$ according to the following equation:

$$\lambda_{s(i+1)} = (\lambda_i - \lambda_m) \cdot S_f + \lambda_{s(5)} \text{ for } 5 > i > 13 \quad (16)$$

The goal was to match the fracture energy from the simulation and experiment by narrowing the damage function without changing its shape according to Eq. 16. This approach is justified because the user-defined damage parameter b_1 is directly used to determine the damage function and is included in the formula for modified effective plastic strain λ , which is used to calculate the damage evolution factor $h(p)$ from eq. 11. In other words, the damage curve strongly depends on the value of b_1 specified by the user. In the recalculation of the damage function from the hardening and softening part of the stress-strain curve from a triaxial test, b_1 directly impacts λ and consequently the ordinate of the

determined function [42]. Thus, changing b_1 during the calibration of the damage curve scales the ordinate axis of the λ - η function but does not change its overall shape. In this parametric case, the damage function was scaled by $S_f = 0.001$ -1.0. The results of uniaxial and triaxial tests were fit by changing b_1 after selecting the smallest scale factor that provided stable deformation Fig. 10. presents the uniaxial tension results for an element size of 1.0 mm. The method had partial efficiency; discontinuity was still observed for the 13-pt damage function. Again, a shaded gap was observed for $S_f < 0.0075$, as further reduction of S_f resulted in unstable deformation. An unstable softening phase was observed in TXC tests using the same limiting scale factor, which simplified the choice of its limiting value.

The scaling of the λ - η function directly affected the softening phase, even when w_{loc} was not considered in normalization (Eq. 13). This method seems to be most promising to control post-peak behavior and is universal for any element size after determining the limiting scale factor that guarantees stable deformation as a function of element volume. Repeating the parametric study for the linearized damage function (Fig. 7) showed that when the damage curve did not have any intermediate points between $\eta = 1$ and $\eta = 0$ at $\lambda > \lambda_m$, the fracture energy was reduced compared with the 13-pt curve without strongly influencing the results. Simplifying the failure curve to a straight line defined by two points greatly increased the stability of the softening behavior, and for an element size of 0.4 mm, it was possible to match the experimental results (Fig. 10b). Minor changes in the post-peak stress-strain shape under triaxial compression did not significantly affect the results under various loading conditions, providing a better representation of brittle fracture. The stress difference $\Delta\sigma$ between the maximum and residual surfaces decreased in the softening phase in the uniaxial and 10.0 MPa TXC compression tests but was sufficiently larger than in the 25.0 MPa TXC compression test, which indicates that shortening the damage curve may influence instability under these loading conditions. To obtain

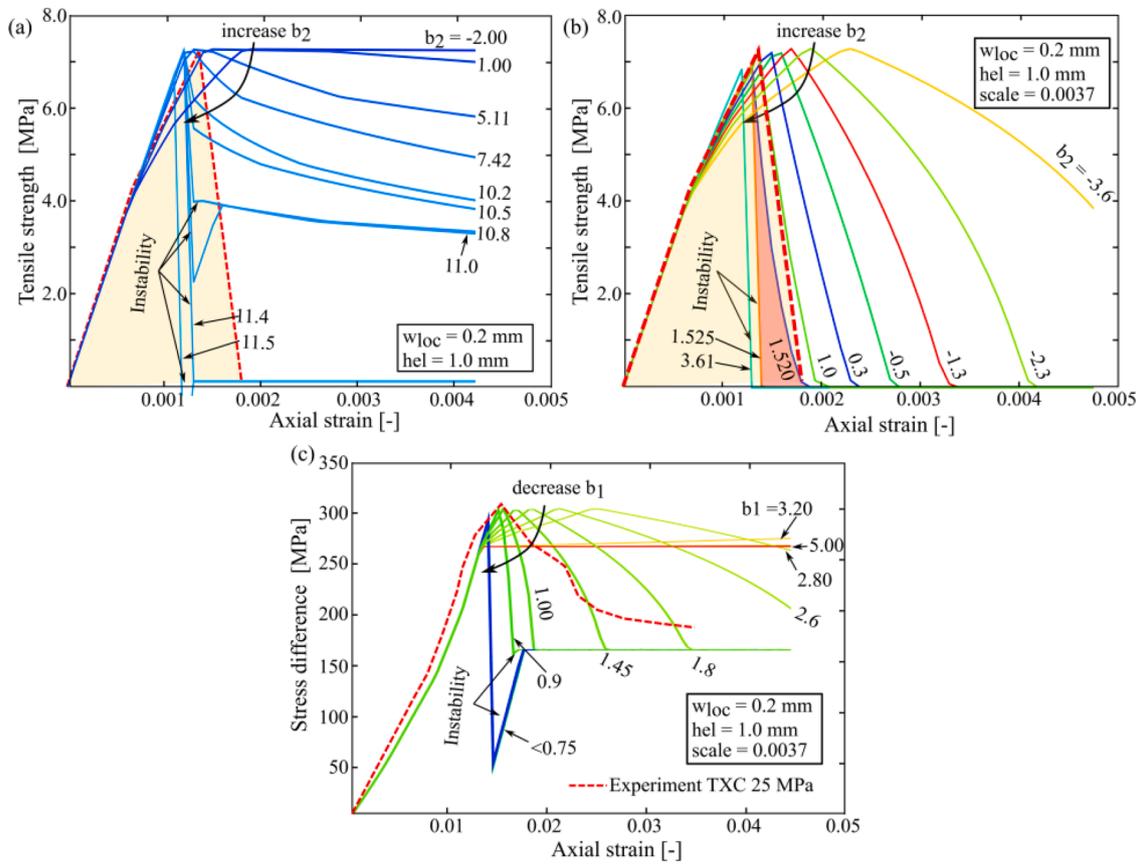


Fig. 11. The effects of changes in the damage parameters b_1 and b_2 on stress-strain under tension for the previous non-linearized (a) and linearized (b) damage functions (Fig. 7). The responses under uniaxial and triaxial compression (c) when the optimal value of the damage function scale factor of 0.0037 was used. When the non-linear curve was used, the exponents b_1 and b_2 changed the shape of the softening portion of the stress-strain curve and prevented the reduction of the fracture energy released in this phase.

stable deformation, a scale factor that provides smooth evolution of the damage index should be chosen for application in the full-scale model. The effect of the scale factor is shown in Fig. 10c, which compares the first unstable value of S_f in all tests.

When $w_{loc} < h_{el}$ as recommended by the developers of the KCC model, the fracture energy G_f can only be normalized by changing $b_{1,2,3}$ or the shape and scale of the damage function. When this condition is not met, w_{loc} normalizes the modified effective plastic strain.

In the next case, $b_{1,2,3}$ were changed, while the element size $h_{el}=1.0$

mm and $w_{loc}=0.5$ mm (half of the element size) were invariable. The scale factor described above was set to 1.0. The results showed that changing b_1 and b_2 , in addition to scaling the softening intensity, slightly changed the shape of the post-peak curve because both parameters are a power of pressure. At negative pressures under tension, the function became “bulged” when $b_2 < 1$ but became concave when $b_2 > 1$. The opposite response was observed for b_1 at negative pressures under compression. The results of the tension test are presented in Fig. 11. When the parameters of the KCC model calibrated in the previous paper

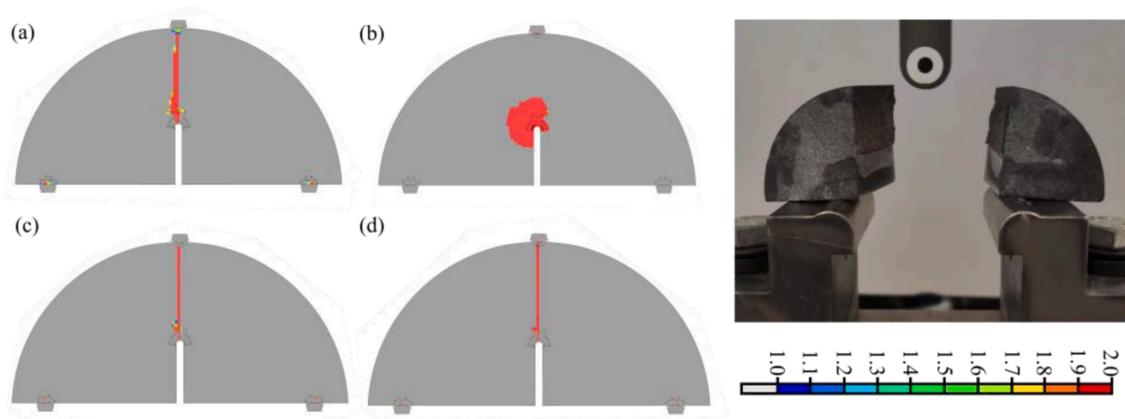


Fig. 12. Comparison of fracture represented as the damage index from simulations (a-d) and the experiment (e) for the semicircular three point bending test for: a) automatically generated KCC input data, b) set of parameters characterized by unstable softening behavior, c) input data from [35], and d) optimized input parameters obtained with the improved calibration strategy proposed in the present study.

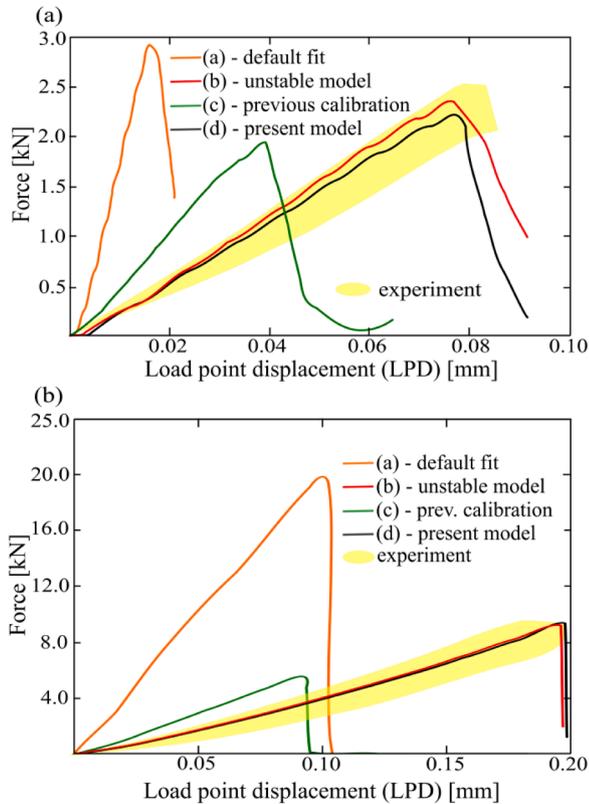


Fig. 13. Comparison of load point displacement-force curves from simulations and experiments for the semicircular bending test (a) and Brazilian test (b) for all 4 investigated input data sets. The yellow-shaded area represents the range between the minimum and maximum experimental results.

were used, strain softening was too slow when $b_{1,2,3} = 1.0$. Using $w_{loc} = 25.4$ with the previously determined damage parameters scaled the softening behavior [44]. Here, different values of l_{loc} were used when w_{loc} was set to 0.5 mm. As a result, changing b_1 , b_2 and b_3 at this value of w_{loc} had almost no effect on the increase in the softening intensity. This is a drawback of the previous calibration method. In the improved calibration procedure, which includes a narrowing of the damage function with the scaling factor, b_2 does not play a very important role. However, because the scaled $\lambda\text{-}\eta$ strongly intensifies the softening under triaxial compression, this test must be recalibrated by increasing b_1 (Fig. 11c).

Based on the above studies, an optimal method of determining the damage parameters to use the KCC model with brittle materials such as dolomite rock was determined. The broad parametric study demonstrated how changes in the damage control parameters for the user-calibrated KCC model affect the strength and failure of the material. The optimal calibration strategy includes the following steps: First, the value of the localization width is set based on the element size (the largest element in the model) and experimental results. Next, the damage function is linearized and scaled to the smallest value at which damage evolution is still stable under all loading conditions (UT/UC/TXC). Usually, the smallest possible value of the scale factor under uniaxial tension results in unstable deformation under UC and TXC with low confining pressure. This is the greatest limitation of the KCC model in reproducing brittle fracture. Finally, the values of b_1 , b_2 and b_3 should be set to minimize the energy under UT and to fit the results obtained under UT and TXC by comparison of the stress-strain response.

3.5. Laboratory test validation of the method for determining damage parameters

Finally, the small-scale laboratory experiments for determining rock properties described in Section 4.1 were modeled. In contrast to single-

Table 6

Summary of the results of the validation tests.

Test	FEA	Experiment	Error	Qualitative reproduction
SCBT	K_{IC} [MPa mm ^{0.5}] / Fracture Energy [mJ]		[%]	-
(a)	2.31 0.089	1.674	38.0 70.42	Good
(b)	1.53 0.314	/	8.6 3.47	Poor
(c)	1.86 0.14	0.304	11.1 53.9	Good
(d)	1.75 0.276		4.54 9.31	Good
BT	Force [kN]		[%]	-
(a)	19.84	~ 8.8	125.5	Medium
(b)	9.24		5.02	Poor
(c)	5.53		37.2	Good
(d)	9.20		4.54	Good
Drop test	Force [kN]		[%]	-
(a)	35.1	~ 20.1	74.6	Poor
(b)	16.4		18.4	Poor
(c)	16.2		19.4	Poor
(d)	20.5		2.0	Good

element tests, the applied models could qualitatively predict the crack pattern. The optimized damage parameters were adopted depending on the element size in the corresponding models. Because elements close to the notch in the model of the semicircular notched specimen are small, normalization was performed with w_{loc} instead of the scale factor. For these elements, w_{loc} was larger than the element size and was set to a constant value of 0.4 (corresponding to the size of the finite element used for normalization) to provide unchanged strength of the KCC model. All three tests were performed for the following 4 sets of parameters, the results of which are presented in Fig. 12(a)-(d), respectively:

- (a) data from the automatically generated KCC model data for $f'_c = 212.0$ MPa;
- (b) parameters characterized by an unstable tensile softening phase;
- (c) data from the previous calibration [44];
- (d) optimal parameters of the present calibration.

Fig. 12(a) presents and compares fractures from the SCBT simulations with experimental cracks. The computations satisfactorily reproduced the fracture as a single crack beginning at the center of the notch. Due to local densification of the mesh size at the notch tip, the width of the fully damaged area ($\eta=2.0$) exceeded the size of a single element. This satisfies the condition $w_{loc} > h_{el}$ when w_{loc} is used for normalization. The advantage is that, under this condition, the stress-strain response of each element remains unchanged regardless of the element size. The width of the observed cracks in the whole model is restricted by the applied w_{loc} or the largest element size (for large elements), depending on which normalization equation is used. The exception is case (a), in which the default w_{loc} was 25.4 mm but an increase in crack thickness was apparent. Interpolation between the yield and maximum surfaces revealed additional damage with values of 0.0 to 1.0 around the fully damaged crack. The region in which cracking initiated increased, but the final crack pattern was not affected (not shown). In case (b), unstable and rapid softening resulted in the accumulation of full damage around the tip of the notch just after exceeding the tensile strength, and a large volume of elements instantly became fully damaged. This simple test emphasizes the importance of calibrating the damage parameters carefully and reliably. For all stable SBCT models, the qualitative reproduction of the final crack after dolomite failure is in good agreement. The LPD-force curves are compared in Fig. 13a. The modification of the EOS in cases (b, d) improved the reproduction of strength and stiffness to match the experimental results. This confirmed that the generalized tensile curve of dolomite used for this study faithfully reproduces the actual behavior of dolomite. In case (a), in which the strength data were based on concrete with $f'_c = 212$ MPa, the parameter set overestimated

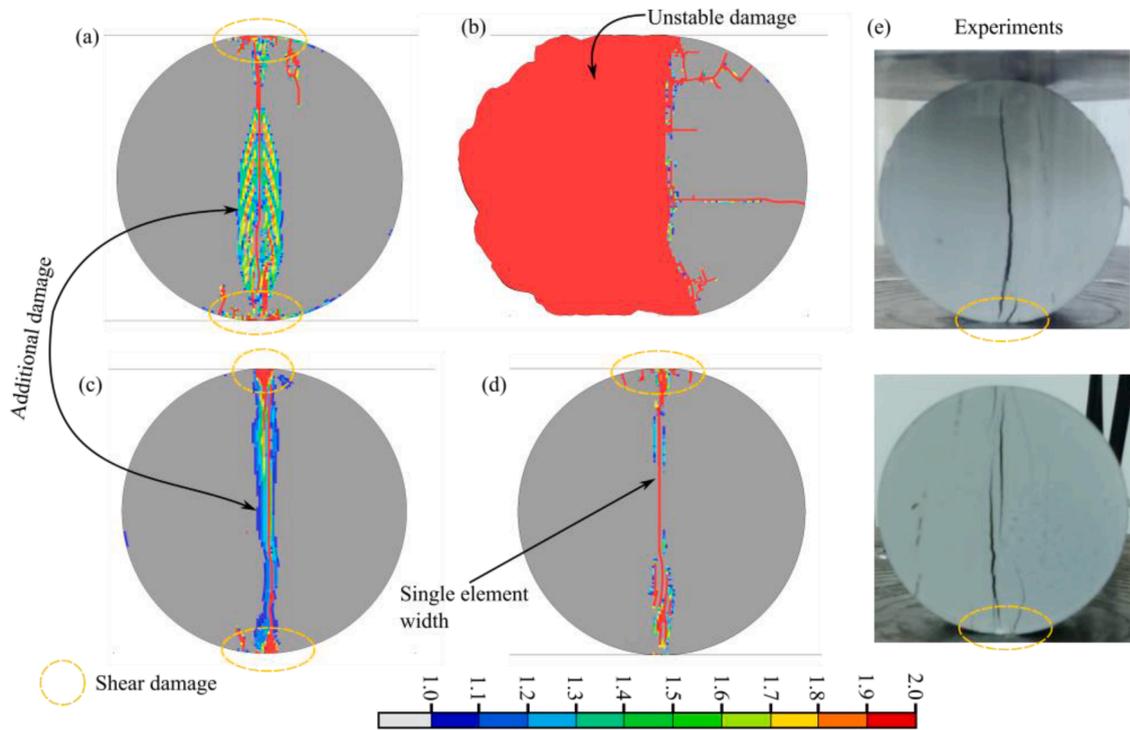


Fig. 14. Comparison of experimentally obtained fractures registered in the Brazilian test and crack distribution from simulations shown as the damage index for: a) automatically generated KCC input data, b) the set of parameters characterized by unstable softening behavior, c) input data from [44], and d) optimized input parameters obtained with the improved calibration strategy proposed in the present study. Only data set (d) provided fracture with no additional damage except tensile fracture.

the stiffness of the material by fourfold and the strength by nearly twofold. This simple approach may be useful for verifying the modeling methodology, but the results do not properly reproduce the response of the brittle rock. Both the K_{IC} and fracture energy were calculated and are compared in Table 6. for all data sets.

Fig. 14 presents a similar comparison for the BT. Like the SCBT, the unstable parameter set (b) resulted in uncontrolled damage expansion after the tensile strength was exceeded, and half of the sample became fully damaged instantly. In all other cases, a central crack of varying width developed; the transverse dimension of this crack increased with decreasing softening rate. Damage accumulation was slowest in case (a), and additional cracks localized within 5.0 mm of the main crack were visible on both sides of the damage zone. For cases (b) and (c), the crack width was close to the experimental value, while for case (d) with fully calibrated parameters, only a single-element-thick crack was present. In all experiments, one or two cracks propagated through the center of the sample, but some additional cracks were observed near the contact zone with the supporting plate, where the complex stress state induced shear damage. The same phenomena were observed in the simulations. In cases (a, c, d), propagation of the vertical crack initiated in the center of the sample according to the Griffith theorem [68]. The registered force (Fig. 13b) agreed with the experimental range for the cases in which the EOS was improved, i.e., cases (b) and (d), whereas the parameters used in cases (a) and (c) resulted in overestimation of the stiffness. After crack propagation, an immediate drop in force was observed due to fracture.

Fig. 15 presents the crack distribution from the ball bearing impact test. In models for which the softening behavior was overestimated (cases (a), (c)), no radial tensile cracks were propagated through the sample. The damage was localized close to the contact area, where the ball induced mainly compressive damage. A single short radial crack band was observed but did not cross half of the sample diameter. The total strain required to induce fracture and full loss of the load capacity of the sample was similar to that in the original paper [55]; however, the insufficient energy release rate calculated with the KCC model

prevented crack propagation. On the other hand, when the set of parameters resulted in an immediate stress drop due to material instability in the single-element tests, (case (b)), full damage arose in the whole model when the tensile cracks began to propagate due to movement of the pressure wave. Instability was highest when the elements subjected to tension were placed on the free edge of the sample and free movement of the accelerated elements caused a drastic increase in their volume. The fracture observed in case (d), in which the optimized parameters provided quick and stable softening, was in good agreement with the experimentally observed fracture. Three tensile cracks were observed in the model, whereas two were observed in the experiment. This discrepancy could be due to mesh irregularities, so the simulation results are assumed to be in good correlation with the experiment. The force-displacement curves are presented in Fig. 16. For case (a), the automatically generated parameters overestimated the stiffness and maximum strength of the material by $\sim 75\%$. All other parameters predicted the maximum splitting force with a maximum error of 15%. Slightly lower unloading, understood as the rate of force drop after fracture initiation, was observed in the simulations. In summary, optimizing the damage parameters improved the quality of the simulations.

Qualitative and quantitative summaries of the tests performed are presented in

Table 6. For the SCBT, K_{IC} and fracture energy were compared, whereas for the BT and drop-weight test, only the force-displacement curve was investigated, with a focus on the maximum value of the force.

4. Conclusions

In this paper, three simple laboratory experiments, i.e., SCBT, BT and drop-weight tests, were performed to determine the tensile strength, fracture toughness, fracture energy and crack propagation of dolomite rock. The test data were used to verify the KCC parameters for dolomite and identify aspects improved by the proposed damage parameter calibration strategy compared with the original implementation of the

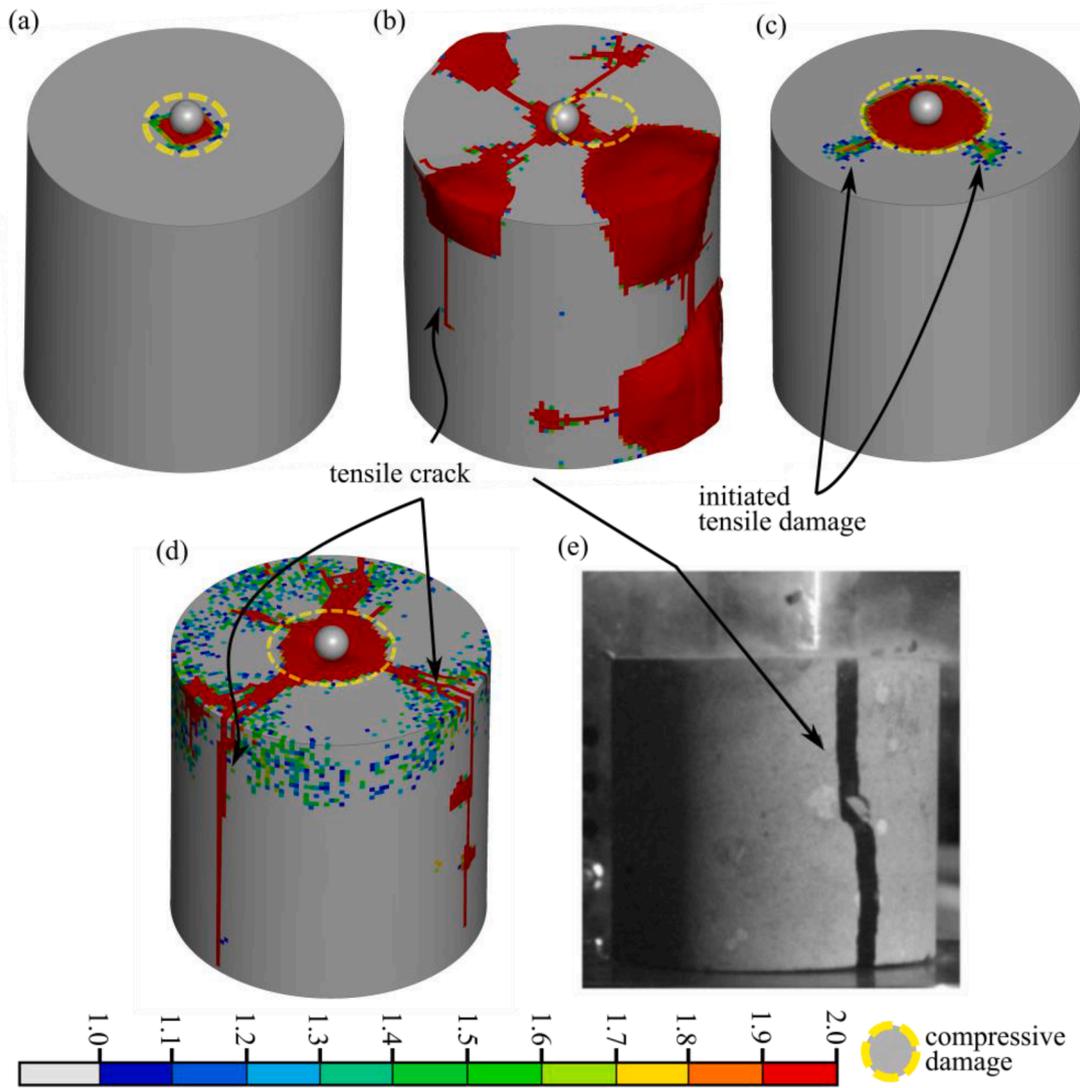


Fig. 15. Comparison of fracture represented as the damage index from the simulations (a-d) and experiment (e) for the drop-weight test for a) default KCC parameters, b) the set of unstable parameters, c) the parameters from [44] and d) the damage parameters calibrated in the present study for which a proper propagation of the tensile cracks that divided the sample into two main fragments.

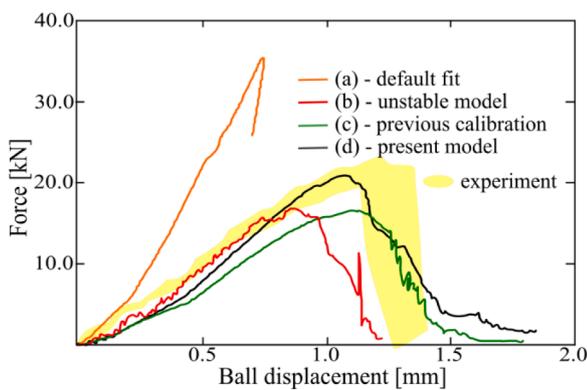


Fig. 16. Comparison of force-displacement curves for the drop-weight test for all 4 sets of KCC model damage parameters: a) automatically generated KCC input data, b) set of parameters characterized by unstable softening behavior, c) input data from [35], and d) optimized input parameters obtained with the improved calibration strategy proposed in the present study.

KCC model. A broad parametric study showed how the damage parameters impact the damage calculation, and the instabilities of the KCC model were described in detail.

As a very brittle rock, dolomite releases elastic energy immediately due to crack propagation after exceeding the maximum strength. In unconfined tensile states (UT, SCBT), samples fully lose their continuity. Post-peak behavior is nearly absent, thus, the softening in unconfined tensile states is almost not observed. This makes the modeling of such behavior more difficult, since in triaxial stress states this phase is very important. The total fracture energy G_f and fracture toughness K_{IC} results solely from linear deformation and varied depending on experimental test.

A wide parametric study about KCC model damage parameters confirmed that when the value of w_{loc} is smaller than the element size, the element size is used for normalization. This makes a model strongly mesh dependent. Otherwise, a constant value of w_{loc} is used for normalization and the crack width expands through multiple elements. This may lead to overestimation of transverse crack measurement. It is highly recommended to carefully use a w_{loc} . The main limitation of the KCC model original implementation is that instability occurs when a high energy release rate, which is understood as a brittle fracture, must be reproduced. This results in an immediate growth of damage and

dissolution of the damaged elements, especially at the free edges of the model. The KCC model is very sensitive to damage parameters, and its implementation in LS-Dyna code has a major drawback with respect to Vloc. This may be improved using the calibration strategy proposed in the present paper, which leads to find the optimal way to reproduce the brittle tensile damage. This method was found to be effective in simulation of static and dynamic fracture with use of FEM and KCC model. The proposed methodology allowed for numerical reproduction of crack propagation (fracture pattern), as it was observed in experimental tests. The qualitative response understood as a load-displacement curves were also characterized with better correlation. Maximum error in fracture energy was observed in SCBT and was less than 10.0 %. For other tests the error did not exceed 5.0%.

Declaration of Competing Interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Acknowledgments

The research was conducted with support of the Interdisciplinary Center for Mathematical and Computational Modeling (ICM) of the University of Warsaw under grant no GB84-21. The numerical models were prepared using Altair® HyperMesh software.

Supplementary materials

Supplementary material associated with this article can be found, in the online version, at doi:10.1016/j.ijmecs.2022.107197.

References

- Yan Y, Xu J, Wiercigroch M. Modelling of regenerative and frictional cutting dynamics. *Int J Mech Sci* 2019;156:86–93. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecs.2019.03.032>.
- Liao M, Liu Y, Páez Chávez J, Chong ASE, Wiercigroch M. Dynamics of vibro-impact drilling with linear and nonlinear rock models. *Int J Mech Sci* 2018; 146–147:200–10. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecs.2018.07.039>.
- Yi, C.; Improved blasting results with precise initiation – Numerical simulation of small-scale tests and full-scale bench blasting. (2013).
- Ouchterlony F, Sanchidrián JA. A review of development of better prediction equations for blast fragmentation. *J Rock Mech Geotech Eng* 2019;11:1094–109. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.03.001>.
- Banadaki MM, Mohanty B. Numerical simulation of stress wave induced fractures in rock. *Int J Impact Eng* 2012;40–41:16–25. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2011.08.010>.
- Sang HC, Katashiko K. Rock Fragmentation Control in Blasting. *Materials Transactions* 2004;45:1722–30. <https://doi.org/10.2320/matertrans.45.1722>.
- Hencher, S.; Practical rock mechanics, Southampton, n.d.
- Bahrami B, Ayatollahi MR, Mirzaei AM, Yahya MY. Support type influence on rock fracture toughness measurement using semi-circular bending specimen. *Rock Mech Rock Eng* 2020;53:2175–83. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-02023-z>.
- Ghoulis S, Bahrami B, Ayatollahi MR, Driesner T, Nejati M. Introduction of a scaling factor for fracture toughness measurement of rocks using the semi-circular bend test. *Rock Mech Rock Eng* 2021;54:4041–58. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02468-1>.
- Bazant ZP. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. *J Eng Mech* 1984; 110:518–35. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1984\)110:4\(518\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1984)110:4(518)).
- Molinis M, Navas P, Manzanal D, Pastor M. Local maximum entropy material point method applied to quasi-brittle fracture. *Eng Fract Mech* 2021;241:107394. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107394>.
- Benaïmeche O, Carpinteri A, Mellas M, Ronchei C, Scorza D, Vantadori S. The influence of date palm mesh fibre reinforcement on flexural and fracture behaviour of a cement-based mortar. *Composit Part B* 2018;152:292–9. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.07.017>.
- Vantadori S, Carpinteri A, Glowacka K, Greco F, Osiecki T, Ronchei C, Zanichelli A. Fracture toughness characterisation of a glass fibre-reinforced plastic composite. *Fatigue Fract Eng Mater Struct* 2021;44:3–13. <https://doi.org/10.1111/ffe.13309>.
- Vantadori S, Carpinteri A, Zanichelli A. Lightweight construction materials: Mortar reinforced with date-palm mesh fibres. *Theor Appl Fract Mech* 2019;100:39–45. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2018.12.011>.
- Burballa C, Crespo M, Redondo-Pachón D, Pérez-Sáez MJ, Arias-Cabrales C, Mir M, Francés A, Fumadó L, Cecchini L, Pascual J. Factors associated with the compensation of renal function after nephrectomy of a kidney donor. *Nefrologia* 2018;38:528–34. <https://doi.org/10.1016/j.nefro.2018.10.002>.
- Guo H, Aziz NI, Schmidt LC. Rock fracture-toughness determination by the Brazilian test. *Eng Geol* 1993;33:177–88. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(93\)90056-1](https://doi.org/10.1016/0013-7952(93)90056-1).
- Tavallali A, Vervoort A. Behaviour of layered sandstone under Brazilian test conditions: Layer orientation and shape effects. *J Rock Mech Geotechn Eng* 2013;5: 366–77. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2013.01.004>.
- Ai HA, Ahrens TJ. Simulation of dynamic response of granite: A numerical approach of shock-induced damage beneath impact craters. *International Journal of Impact Engineering* 2006;33:1–10. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2006.09.046>.
- Holmquist TJ, Johnson GR. Modeling prestressed ceramic and its effect on ballistic performance. *International Journal of Impact Engineering* 2005;31:113–27. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2003.11.002>.
- Kędzierski P, Morka A, Sławiński G, Niezgoda T. Optimization of two-component armour. *Bull Pol Acad Sci* 2015;63:173–9. <https://doi.org/10.1515/bpasts-2015-0020>.
- Morka A, Kędzierski P, Muzolf P. Optimization of the structure of a ceramic-aluminum alloy composite subjected to the impact of hard steel projectiles. *Mech Compos Mater* 2016;52:333–46. <https://doi.org/10.1007/s11029-016-9586-z>.
- Chabera P, Boczkowska A, Morka A, Kędzierski P, Niezgoda T, Oziębło A, et al. Comparison of numerical and experimental study of armour system based on alumina and silicon carbide ceramics. *Bull Pol Acad Sci* 2015;63:363–7. <https://doi.org/10.1515/bpasts-2015-0040>.
- Wang J, Yin Y, Esmaili K. Numerical simulations of rock blasting damage based on laboratory-scale experiments. *J Geophys Eng* 2018;15:2399–417. <https://doi.org/10.1088/1742-2140/aac1f7>.
- Holmquist TJ, Johnson GR, Cook WHH. A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates and high pressures. In: *14th International Symposium. 2. Quebec: Warhead Mechanisms, Terminal BallisticsCanada*; 1993. p. 591–600.
- Ren GM, Wu H, Fang Q, Kong XZ. Parameters of Holmquist–Johnson–Cook model for high-strength concrete-like materials under projectile impact. *Int J Prot Struct* 2017;8:352–67. <https://doi.org/10.1177/2041419617721552>.
- Meyer, C.S.; Development of Geomaterial Parameters for Numerical Simulations Using the Holmquist-Johnson-Cook Constitutive Model for Concrete, Aberdeen, 2011. [Report].
- Sjöberg J, Schill M, Hilding D, Johansson D. Computer simulations of blasting with precise initiation. In: *Eurock 2012 – the 2012 ISRM International Symposium*; 2012. p. 28–30.
- Yi C, Zhang P, Nordlund E, Shirzadegan S, Nyberg U. Numerical modelling of dynamic response of underground openings under blasting based on field tests. *Ground Support* 2016 2016:1–11.
- Grunwald C, Schaufelberger B, Stolz A, Riedel W, Borrvall T. A general concrete model in hydrocodes: Verification and validation of the Riedel–Hiermaier–Thoma model in LS-DYNA. *Int J Prot Struct* 2017;8:58–85. <https://doi.org/10.1177/2041419617695977>.
- Riedel W, Wicklein M, Thoma K. Shock properties of conventional and high strength concrete: Experimental and mesomechanical analysis. *Int J Impact Eng* 2008;35:155–71. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2007.02.001>.
- Wu J, Li LL, Du X, Liu X, Feng W, Chen B, Yang F, Liu F, Li LL, Jing L, Li H, Li Z, Zhong B, Shi YY, Stewart MG, Malvar LJ, Simons D, Shi YY, Stewart MG, Magallanes JM, Wu Y, Malvar LJ, Crawford JE, Magallanes JM, Guo R, Ren H, Zhang L, Long Z, Jiang X, Wu X, Wang H, Yu Q, Chen ZY, Yang J, Rong K, Wu Z, Zhang J, Yu H, Ma H. Spatial reliability analysis of explosive blast load damage to reinforced concrete columns. *Struct Saf* 2020;53:13–25. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.07.003>.
- Wu Y, Crawford JE, Magallanes JM. Concrete constitutive models. In: *12th International LS-DYNA Users Conference*; 2012. p. 1–14.
- Mardalizad A, Manes A, Giglio M. The numerical modelling of a middle strength rock material under flexural test by finite element method-coupled to-SPH modeling of a high pressure airplane gas turbine engine. *Procedia Struct Integr* 2017;3:395–401. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2017.04.050>.
- Mardalizad A, Scazzosi R, Manes A, Giglio M. Testing and numerical simulation of a medium strength rock material under unconfined compression loading. *J Rock Mech Geotech Eng* 2018;10:197–211. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.11.009>.
- Mardalizad A, Saksala T, Manes A, Giglio M. Numerical modeling of the tool-rock penetration process using FEM coupled with SPH technique. *J Pet Sci Eng* 2020; 189:107008. <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2020.107008>.
- Feng W, Chen B, Yang F, Liu F, Li L, Jing L, et al. Numerical study on blast responses of rubberized concrete slabs using the Karagozian and Case concrete model. *J Build Eng* 2021;33. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101610>.
- Kral P, Hradil P, Kala J, Hokes F, Husek M. Identification of the parameters of a concrete damage material model. *Procedia Eng* 2017;172:578–85. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.068>.
- Malvar LJ, Crawford JE, Morrill KB. K&C concrete material model Release III-automated generation of material model input. *Technical Rep TR-99-24* 2000;3.
- Wu Z, Zhang J, Yu H, Ma H. 3D mesoscopic investigation of the specimen aspect ratio effect on the compressive behavior of coral aggregate concrete. *Composit Part B* 2020;198:108025. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2020.108025>.
- Wu J, Li L, Du X, Liu X. Numerical study on the asphalt concrete structure for blast and impact load using the Karagozian and Case concrete model. *Appl Sci* 2017;7. <https://doi.org/10.3390/app7020202>.

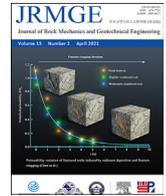
- [41] Sun Y, Liu Z, Feng T, Shen W. Modified KCC model for modelling mechanical behaviour of quartz sandstone under triaxial compression from low to high confining pressures. *Eur J Environ Civil Eng* 2021;0:1–17. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1965916>.
- [42] Mardalizad A, Caruso M, Manes A, Giglio M. Investigation of mechanical behaviour of a quasi-brittle material using Karagozian and Case concrete (KCC) model. *J Rock Mech Geotech Eng* 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.01.005>.
- [43] Zhao L. Numerical investigation on the mechanical behaviour of combined backfill-rock structure with KCC model. *Constr Build Mater* 2021;283:122782. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122782>.
- [44] Kucewicz M, Baranowski P, Malachowski J. Determination and validation of Karagozian-Case Concrete constitutive model parameters for numerical modeling of dolomite rock. *Int J Rock Mech Min Sci* 2020;129. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104302>.
- [45] Malvar LJ, Crawford JE, Wesevich JW, Simons D. A plasticity concrete material model for DYNA3D. *Int J Impact Eng* 1997;19:847–73. [https://doi.org/10.1016/S0734-743X\(97\)00023-7](https://doi.org/10.1016/S0734-743X(97)00023-7).
- [46] Wu Y, Crawford JE. Numerical modeling of concrete using a partially associative plasticity model. *J Eng Mech* 2015;141:1–24. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000952](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000952).
- [47] Magallanes JM, Wu Y, Malvar LJ, Crawford JE. Recent improvements to release III of the K&C concrete model. In: 11th International LS-DYNA User Conference; 2010. p. 37–48. <https://www.dynalook.com/international-conf-2010/Simulation-1-4.pdf>.
- [48] Cervera M, Chiumenti M. Smearred crack approach: Back to the original track. *Int J Numer Anal Methods Geomech* 2006;30:1173–99. <https://doi.org/10.1002/nag.518>.
- [49] Slobbe, A.T.; Propagation and band width of smeared cracks, Civil Engineering and Geosciences at Delft University of Technology, 2014, [Thesis].
- [50] Salamon, J.; Harris, D.; Report DSO-2014-08: Evaluation of Nonlinear Material Models in Concrete Dam Finite Element Analysis, U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 2014. <https://www.usbr.gov/ssle/dam/safety/TechDev/DSOTechDev/DSO-14-08.pdf>, [Report].
- [51] Kong X, Fang Q, Li QM, Wu H, Crawford JE. Modified K&C model for cratering and scabbing of concrete slabs under projectile impact. *Int J Impact Eng* 2017;108: 217–28. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.02.016>.
- [52] Kong X, Fang Q, Chen L, Wu H. Nonlocal formulation of the modified K&C model to resolve mesh-size dependency of concrete structures subjected to intense dynamic loadings. *Int J Impact Eng* 2018;122:318–32. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2018.09.007>.
- [53] Yin H, Shirai K, Teo W. Numerical Assessment of Ultra-high Performance Concrete Material. In: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering; 2017. p. 241. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/241/1/012004>.
- [54] Kucewicz M, Baranowski P, Malachowski J. Dolomite fracture modeling using the Johnson-Holmquist concrete material model: Parameter determination and validation. *J Rock Mech Geotech Eng* 2021;13:335–50. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2020.09.007>.
- [55] Baranowski P, Kucewicz M, Gieleta R, Stankiewicz M, Konarzewski M, Bogusz P, Pytlík M, Malachowski J. Fracture and fragmentation of dolomite rock using the JH-2 constitutive model : parameter determination, experiments and simulations. *Int J Impact Eng* 2020;140. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103543>.
- [56] Bukowska M, Sanetra U. Badania konwencjonalnego trójosiowego sciskania granitu i dolomitu w aspekcie ich własności mechanicznych (in polish). *Gospodarka Surowcami Mineralnymi* 2008;24:345–58.
- [57] Cieřlik J. Results of triaxial compression tests on LGOM sandstone and dolomite in the context of the elastic-plastic constitutive model selection. *Arch Min Sci* 2007; 52:437–51.
- [58] Cieřlik J. Stress Drop As A Result Of Splitting, Brittle And Transitional Faulting Of Rock Samples In Uniaxial And Triaxial Compression Tests. *Studia Geotechnica et Mechanica* 2015;37:17–23. <https://doi.org/10.1515/sgem-2015-0003>.
- [59] Cieřlik J. Onset of crack initiation in uniaxial and triaxial compression tests of dolomite samples. *Studia Geotechnica et Mechanica* 2014;36:23–7. <https://doi.org/10.2478/sgem-2014-0003>.
- [60] Cao RH, Cao P, Lin H, Fan X, Zhang C, Liu T. Crack initiation, propagation, and failure characteristics of jointed rock or rock-like specimens: a review. *Adv Civil Eng* 2019;2019. <https://doi.org/10.1155/2019/6975751>.
- [61] Hudson R, Ulusay JA. The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. Springer; 2007. p. 2007–14.
- [62] Zhang Y, Yu D. Comparative study on the test method for tensile elastic modulus of rock materials. *Adv Civil Eng* 2019;2019. <https://doi.org/10.1155/2019/3161953>.
- [63] → Crawford JE, Wu Y, Choi H, Magallanes J, Lan S. Use and validation of the release III K&C concrete material model in Ls-dyna. 2012. Glendale.
- [64] Willam KJ, Warnke EP. Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete. In: IABSE Proceedings. 19; 1975.
- [65] Schwer LE, Malvar LJ. Simplified concrete modeling with *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3, in: Jri Ls-Dyna User. Week 2005;2005:1–14.
- [66] Izatt, C.; Tso, C.-F.; Verification of the Karagozian and Case Material Model for LSDYNA 971 R3, London, 2009. https://webarchive.nationalarchives.gov.uk/ukgwa/20211004153028mp_/https://rwm.nda.gov.uk/publication/verification-of-the-karagozian-and-case-material-model-for-ls-dyna-971-r3-report-september-2009/?download., [Report].
- [67] Hallquist J. LS-DYNA Theory Manual. Livermore Software Technology Corporation (LSTC; 2019. http://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/jday/manuals/DRAFT_Theory.pdf.
- [68] Fairhurst C. On the validity of the “Brazilian” test for brittle materials. *Int J Rock Mech Mining Sci* 1964;(1):535–46. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(64\)90060-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(64)90060-9).
- [69] Riabokon E, Poplygin V, Turbakov M, Kozhevnikov E, Kobiakov D, Guzev M, Wiercigroch M. Nonlinear Young’s modulus of new red sandstone: experimental studies. *Acta Mech Solida Sin* 2021;34:989–99. <https://doi.org/10.1007/s10338-021-00298-w>.
- [70] Zeller W. Effects of Barium-Based additive on diesel exhaust particulate. United States Department of interior; 1987.
- [71] Atkinson BK. *Fracture Mechanics of Rock*, I. London: Academic Press Inc.; 1987.
- [72] Pandey P, Singh DP. Deformation of a rock in different tensile tests. *Eng Geol* 1986; 22:281–92. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(86\)90029-3](https://doi.org/10.1016/0013-7952(86)90029-3).
- [73] Li H, Shi G. Material modeling of concrete for the numerical simulation of steel plate reinforced concrete panels subjected to impacting loading. *J Eng Mater Technol* 2016;139:021011. <https://doi.org/10.1115/1.4035487>.
- [74] Shi Y, Stewart MG. Spatial reliability analysis of explosive blast load damage to reinforced concrete columns. *Struct Saf* 2015;53:13–25. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.07.003>.
- [75] Malvar LJ, Simons D. Concrete material modeling in explicit computations. In: *Workshop on Recent Advances in Computational Structural Dynamics and High Performance Computing*; 1996. p. 1–30.
- [76] Guo R, Ren H, Zhang L, Long Z, Jiang X, Wu X, Wang H. Direct dynamic tensile study of concrete materials based on mesoscale model. *Int J Impact Eng* 2020;143: 103598. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103598>.
- [77] Yu Q, Chen ZY, Yang J, Rong K. Numerical study of concrete dynamic splitting based on 3d realistic aggregate mesoscopic model. *Materials* 2021;14:1–17. <https://doi.org/10.3390/ma14081948>.
- [78] Baranowski P, Kucewicz M, Malachowski J, Sielicki PW. Failure behavior of a concrete slab perforated by a deformable bullet. *Eng Struct* 2021;245. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112832>.
- [79] Pająk M, Baranowski P, Janiszewski J, Kucewicz M, Mazurkiewicz Ł, Łażniewska-Piekarczyk B. Experimental testing and 3D meso-scale numerical simulations of SCC subjected to high compression strain rates. *Constr Build Mater* 2021;302. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124379>.
- [80] Wu, Y.; Crawford, J.E.; Lan, S.; Magallanes, J.M.; Validation Studies for Concrete Constitutive Models with Blast Test Data, in: 13th International LS-DYNA Users Conference, Detroit, 2014; pp. 1–12.



Contents lists available at [ScienceDirect](https://www.sciencedirect.com)

Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering

journal homepage: www.jrmge.cn



Full Length Article

Dolomite fracture modeling using the Johnson-Holmquist concrete material model: Parameter determination and validation

Michał Kucewicz*, Paweł Baranowski, Jerzy Małachowski

Faculty of Mechanical Engineering, Institute of Mechanics and Computational Engineering, Military University of Technology, 2 Gen. S. Kaliskiego Street, Warsaw, 00-908, Poland

ARTICLE INFO

Article history:

Received 15 May 2020

Received in revised form

5 August 2020

Accepted 9 September 2020

Available online 13 November 2020

Keywords:

Johnson-Holmquist concrete (JHC) model

Rock modeling

Dolomite

Constitutive modeling

Split Hopkinson pressure bar (SHPB)

Fracture

Triaxial compression

ABSTRACT

In this paper, the Johnson-Holmquist concrete (JHC) constitutive model is adopted for modeling and simulating the fracture of dolomite. A detailed step-by-step procedure for determining all required parameters, based on a series of experiments under quasi-static and dynamic regimes, is proposed. Strain rate coefficients, failure surfaces, equations of state and damage/failure constants are acquired based on the experimental data and finite element analyses. The JHC model with the obtained parameters for dolomite is subsequently validated using quasi-static uniaxial and triaxial compression tests as well as dynamic split Hopkinson pressure bar (SHPB) tests. The influence of mesh size is also analyzed. It shows that the simulated fracture behavior and waveform data are in good agreement with the experimental data for all tests under both quasi-static and dynamic loading conditions. Future studies will implement the validated JHC model in small- and large-scale blasting simulations.

© 2021 Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences. Production and hosting by Elsevier B.V. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

1. Introduction

Knowledge of the mechanics of rock fracture is widely used in mining and civil engineering to improve the effectiveness and safety of underground drilling or rock excavation (Phang et al., 1983; Kulatilake et al., 2013; Kuili and Sastry, 2018; Baranowski et al., 2019). Depending on the processes that specify the loading conditions, various fracture mechanisms of rock are proposed from the micro- and macro-scopic points of view. Most rocks undergo brittle fracture, which is sensitive to the stress state under which deformation occurs (Bieniawski, 1967; Sun et al., 2014; Peng et al., 2018). Microcrack propagation decreases the mechanical resistance of the material to external loading, and irreversible deformation occurs as a result of dislocation motion (Jaeger et al., 2007; Zhang and Yu, 2017). In uniaxial compression, the major cracking mechanism is longitudinal splitting or initiation of multiple cracking induced by boundary effects such as friction with machine cross-heads (Bahat et al., 2001; Basu et al., 2013). By contrast, in triaxial tests, cracking is induced by shearing and is inclined at a small fracture angle (20°–30°) relative to the axial direction (Bahat et al.,

2001; Chakraborty et al., 2019). Increasing the radial pressure induces well-defined shear failure, and further increases in pressure will cause failure along several planes. When a high confining pressure acts laterally on a sample, a brittle-to-ductile transition can be observed (Aadnøy and Looyeh, 2019).

The fracture mechanism is also often related to the micro-structure of the sample and the presence of imperfections. The strength and elastic properties of rock are mainly affected by inclusions of different materials characterized by lower strength, trans- or inter-granular cracks, pores, voids, etc (Rajabzadeh et al., 2012; Geng et al., 2018). It is shown that tensile strength is the only important factor in the fracture gradient of rock masses (Aadnøy and Looyeh, 2019). While the tensile strength is significant for samples with small dimensions and affects the anisotropy of mechanical properties, as the tested volume increases, the influence of inclusions decreases, and a large rock massif can be treated as almost quasi-isotropic (Borovikov and Vanyagin, 1995; Soga et al., 2014). Furthermore, different mechanisms of rock fracture are observed under static, dynamic and shock loading conditions (Grady et al., 1976; Mishra et al., 2017; Wang et al., 2019a, b).

The growing research interest in rock mechanics has focused on appropriate numerical modeling of rock deformation with special consideration of fracture mechanisms. Among modeling methods, the finite element method (FEM) remains the most commonly used due to its universality and simplicity of implementation (Podgórski,

* Corresponding author.

E-mail address: michal.kucewicz@wat.edu.pl (M. Kucewicz).

Peer review under responsibility of Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences.

2017; Chróścielewski et al., 2019; Kędzierski et al., 2019; Mayer et al., 2019; Migueis et al., 2019; Kurzawa et al., 2020). FEM describes a solid body in a discrete way without any imperfections while incorporating constitutive relationships. Damage and fracture are characterized by a damage index calculated based on damage constants and mathematical functions. Several constitutive models describing the behavior of brittle materials with different levels of complexity are available in commercial finite element (FE) codes. The most popular ones are the Mohr-Coulomb (M–C) (Hackston and Rutter, 2016; Chang and Konietzky, 2018; Geng et al., 2018), Johnson-Holmquist ceramics (JH-2) (Ai and Ahrens, 2006; Jaime, 2011; Banadaki and Mohanty, 2012; Wang et al., 2018; Baranowski et al., 2020), Karagozian and Case concrete (KCC) (Mardalizad et al., 2017, 2019; Huang et al., 2020), Cap (Sandier et al., 1974; Schwer and Murray, 2002; Jiang and Zhao, 2015), and Johnson-Holmquist concrete (JHC) (Holmquist et al., 1993; Meyer, 2011; Ren et al., 2017) models.

The present paper is the part of a wider project aiming at simulation and optimization of parallel cut-hole blasting and fragmentation. Recently, the authors have tested two different constitutive models capable of representing the rock subjected to high-strain rate loads (Baranowski et al., 2020; Kuciewicz et al., 2020). However, other material models were also considered. The present study adopts the JHC model, which is described briefly in Section 3, for modeling dolomite. The main benefits of this constitutive model are the three-range equation of state (EOS) and the inclusion of both volumetric and equivalent plastic strains in the damage assessment. However, many authors have noted a significant deficiency of the JHC model in the reproduction of tensile damage (Holmquist et al., 1993; Polanco-Loria et al., 2008; Lu et al., 2012; Islam et al., 2013; Kong et al., 2016; Li and Shi, 2016; Ren et al., 2017). Fortunately, available hydrocodes include two solutions to deal with this limitation: modification of the original failure surface with a user-defined interface (Polanco-Loria et al., 2008; Kong et al., 2016; Li and Shi, 2016) and application of FEs allowing for erosion (finite element deletion) (Wang et al., 2007; Kala and Hušek, 2016). The first requires high-level programming skills and access to source codes, while the second unphysically reduces the mass of the material based on previously calibrated erosion parameters, which are dependent on the sizes of the mesh, the modeled problem and the damage parameters.

Although rock characterization and its constitutive modeling have been extensively studied, few works have covered the experimental testing, constitutive description and numerical simulation of dolomite. In the present paper, a detailed characterization of the mechanical properties of dolomite, including micro- and macro-scopic studies, is presented, and two leading mechanisms of cracking are analyzed. Next, a calibration procedure for JHC constitutive model parameters based on dolomite test results is described. Static, dynamic and shock data are applied to faithfully reproduce the strength of dolomite under various loading conditions. JHC constants for static and dynamic simulations are determined separately, and M–C theory is adopted to calculate the cohesion. The damage parameters representing fracture and cracking during deformation are calibrated numerically, and a broad sensitivity study is performed to minimize the influence of mesh size on the simulation results. The evaluated and correlated JHC parameters are validated in triaxial and uniaxial compression tests under static and dynamic strain rates with the commercial FEM hydrocode LS-DYNA (Hallquist, 2006), and satisfactory quantitative and qualitative agreements are obtained. Finally, an erosion criterion is applied in the FE model to reproduce the loss of continuity in the sample. In future investigations, the JHC model will be implemented in small-scale blasting simulations and compared with the KCC and JH-2 constitutive models.

2. Characterization of dolomite

2.1. Microstructure characterization

Dolomite, also known as calcium magnesium carbonate, is a sedimentary mineral with the chemical composition $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$. The term dolomite also refers to sedimentary carbonate rock composed mostly of dolomite mineral. Dolomite is not widely distributed worldwide due to the relatively strict requirements for its formation. The most common process is dolomitization, in which the calcium ions in calcite are replaced by magnesium ions. This process is strongly dependent on the Ca/Mg ratio (Machel and Mountjoy, 1986; Maričić et al., 2018). The conditions under which dolomite is formed impact its microstructure, composition and hence mechanical properties (Maričić et al., 2018). As dolomite is formed via long-term processes, its structure is heterogeneous and includes many imperfections, such as voids, pores, veins, cracks, and inclusions. Some examples of tested samples are presented in Fig. 1. The material used in the investigations was excavated in Lower Silesia, Poland. In general, dolomite is a very fragile rock, and extreme caution was taken in the preparation process to obtain cylinders that were intact as possible for the tests.

The chemical composition of the dolomite was analyzed by scanning electron microscopy (SEM), and the percentage content of each element is presented in Fig. 2. In the fractured sample, the failure mechanism of the components was highly visible. Two main components with different geometrical dimensions of grains were recognized. The largest grains were formed from anhydrite, which contributed the highest fraction of the microstructure (spectrum 4). The average measured size of these grains was greater than 500 μm . The failure of anhydrite resulted from the formation of a sliding plane (gliding) through the grains, which corresponds to the mode II/III of cracking. The second component was dolomite mineral with an average grain size of 40 μm . Its failure mechanism was deduced as dimpling from the SEM images. In dimpling, the connections between grains are strong enough to resist the load, but the grains themselves split. In addition to these two main components, large inclusions of calcite were observed in the samples. In general, calcite is more brittle and less durable than the other mineral components of dolomite. In the tests, the fracture surfaces, corresponding to the weakest sections of the samples, usually criss-crossed these inclusions. Computed tomography (CT) of the samples showed that for the tested cores, the calcite volume reached 10%, and the inclusion size varied from 1 mm to greater than 10 mm. Fig. 3 presents the microscopic view of fractured surfaces.

2.2. Assessment and identification of mechanical properties

Numerical simulations were preceded by material tests to determine material strength properties. These results were then applied directly or indirectly in constitutive model calibration, which is one of the most important steps in the numerical model preparation process. Therefore, in the present paper, the following tests were conducted to characterize the material: static and dynamic uniaxial compression tests, triaxial compression tests at confining pressures of 10 MPa, 17.5 MPa and 25 MPa, static (SBT) and dynamic Brazilian (DBT) tests for indirect tensile strength determination, and cyclic uniaxial compression tests.

All the tests were performed according to the standards suggested by the International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering (ISRM) (Hudson and Ulusay, 2007). The samples for the uniaxial, triaxial and cyclic compression tests were cylinders with a 2:1 height/diameter ratio (100 mm/50 mm). The discs for the Brazilian test had a 2:1 diameter/depth ratio (50 mm/25 mm).

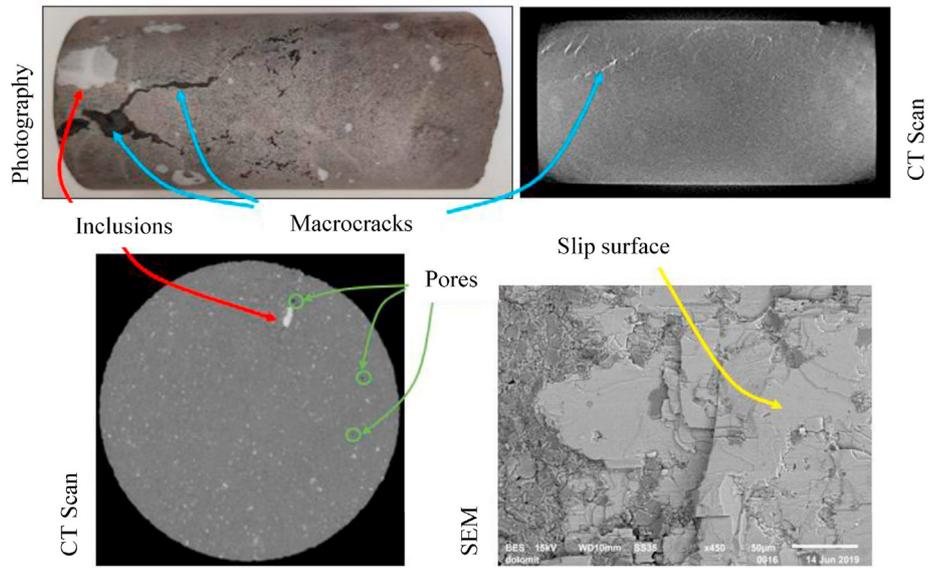


Fig. 1. Macro- and micro-scopic views of the tested dolomite samples. CT - Computed tomography; SEM - scanning electron microscopy.

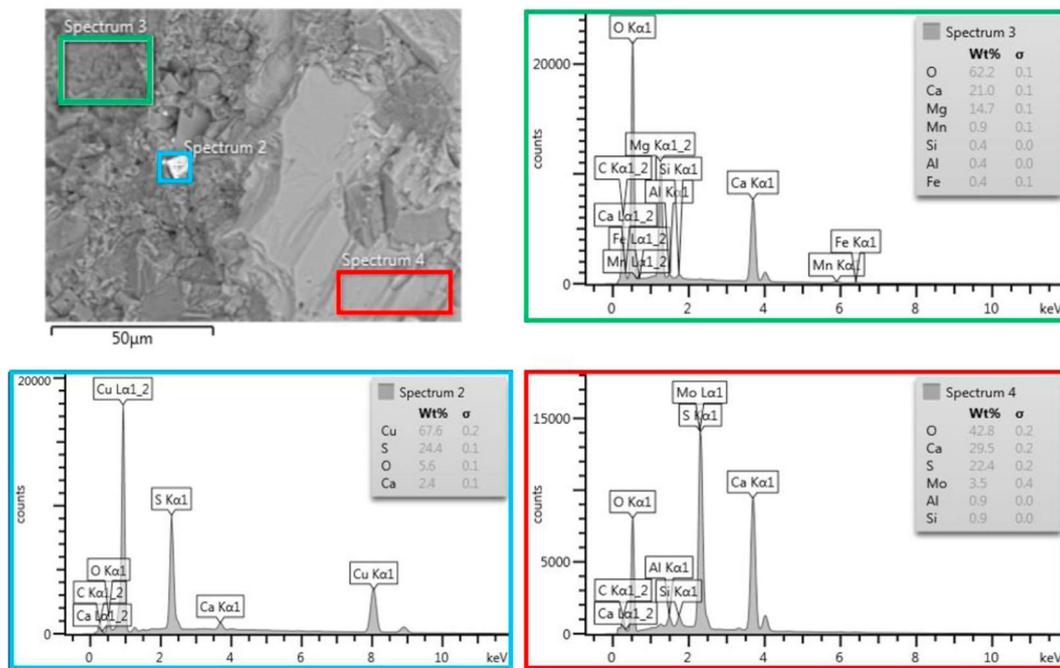


Fig. 2. Chemical composition of the investigated dolomite samples.

Static tests were performed at a strain rate of 0.0024 s^{-1} , using an INSTRON 8802 universal testing machine. The range of confining pressures in the triaxial test was limited by the pressure chamber specification, which was limited to 30 MPa. For triaxial compression, loading was applied in two steps. Hydrostatic pressure was first applied by pressurized oil acting on all faces of the sample until reaching a value of 10 MPa, 17.5 MPa or 25 MPa. In the second step, the load was applied by the machine crosshead with force-controlled movement. The test ended when the immediate force drop after crossing the maximum strength stopped the axial displacement of the crosshead; thus, the residual strength could not be measured. For calibration purposes, all experimental data of

each representative sample were averaged (samples with deviations over 25% were ignored), as listed in Table 1.

Dynamic tests were performed with a split Hopkinson pressure bar (SHPB) system (Jankowiak et al., 2020). Samples with a 1:1 height/diameter ratio were used to fulfill the force equilibrium condition during the entire deformation process. For assessing tensile strength, the same disc dimensions used in the static tests were adopted. To smooth the signal in the loading phase, a copper pulse shaper with a radius of 8 mm was used. The incident and transmission bar strains were measured using a full-bridge strain-gage circuit. The deformation was captured using a high-speed camera at 95,000 frames per second (fps).

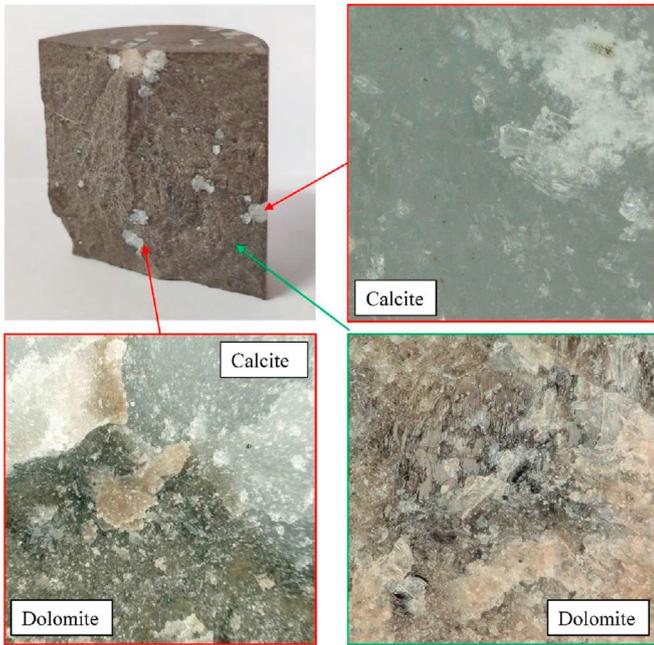


Fig. 3. Microscopic view of dolomite microstructure at the fracture surface.

Table 1
Experimental results of dolomite.

Property	Unit	Value
Density, ρ	kg/m ³	2840
Poisson's ratio, ν		0.25
Young's modulus, E	GPa	17.3
Uniaxial compressive strength (UCS), f'_c	MPa	212.3
Static tensile strength, $f'_{t(\text{static})}$	MPa	4.5
Triaxial compressive strength	$\sigma_3 = 10$ MPa	235.6
	$\sigma_3 = 17.5$ MPa	284.2
	$\sigma_3 = 25$ MPa	297.5
Dynamic tensile strength	$\dot{\epsilon} = 241$ s ⁻¹	37.6
	$\dot{\epsilon} = 332$ s ⁻¹	42.4
Dynamic compressive strength	$\dot{\epsilon} = 66$ s ⁻¹	277
	$\dot{\epsilon} = 78$ s ⁻¹	286
	$\dot{\epsilon} = 94$ s ⁻¹	295
	$\dot{\epsilon} = 124$ s ⁻¹	321

Note: σ_3 is the confining pressure, and $\dot{\epsilon}$ is the strain rate.

3. Description of the JHC constitutive model

The JHC model was initially developed to reproduce the behavior of concrete subjected to large strains, high pressures and high strain rates (Holmquist et al., 1993). Concrete and rock are both quasi-brittle materials with similar fracture mechanisms, but there are two major differences. First, rock is created via natural processes, and samples are obtained from the in situ rock fragment/mass using mechanical processes such as cutting. By contrast, concrete is a material created under laboratory conditions from several components (water, aggregate and cement). Second, rock has bedding planes that affect the anisotropy of its mechanical properties, and these planes are not included in many common constitutive models for brittle materials (Shah et al., 1995).

In general, the JHC model distinguishes unsymmetrical strength properties of material under tensile and compressive loadings. The model relates the internal pressure and differential stress in the deformed material state to determine the actual strength. The normalized equivalent stress (σ^*) resulting from differential stresses

is referred to as the quasi-static uniaxial compressive strength (UCS) (f'_c) and is calculated as follows (Holmquist et al., 1993):

$$\sigma^* = \sigma / f'_c \quad (1)$$

where σ is the actual equivalent stress. The full specific expression for the yield surface is given by the following equation, which is called the constitutive model (Holmquist et al., 1993):

$$\sigma^* = [A(1 - D) + BP^{*N}](1 + C \ln \dot{\epsilon}^*) \quad (2)$$

where A is the normalized cohesion, i.e. a theoretical stress that causes material fracture due to shearing; B is the normalized pressure hardening coefficient; N is the pressure hardening exponent; C is the strain rate coefficient; P^* is the normalized pressure and is given by $P^* = P / f'_c$, in which $P = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$ is the hydrostatic part of the stress tensor; $\dot{\epsilon}^*$ is the normalized strain rate of the material and is given by $\dot{\epsilon}^* = \dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_0$, in which $\dot{\epsilon}_0$ is the reference strain rate (mostly assumed as 1 s⁻¹); and D is the accumulated damage coefficient and takes a value ranging from 0 for unconfined material to 1 for fully damaged material. In the above definitions, normalization is performed by dividing the value of a parameter by f'_c .

A graphical representation of Eq. (2) is presented in Fig. 4. In the JHC model, the damage of the material is understood as a progressive decrease in its stiffness until the critical fracture surface specifying the residual strength is reached. Fully damaged material can only transfer compressive loads. The model reproduces the state at which the material has the form of an aggregate with no tensile strength. The damage parameter D is an extension of the Johnson–Cook (JC) model, and the plastic strain is supplemented with the volumetric strain increment (to consider hydrostatic compressibility) according to the following equation (Holmquist et al., 1993):

$$D = \sum \frac{\Delta \epsilon_p + \Delta \mu_p}{\epsilon_p^f + \mu_p^f} \quad (3)$$

where $\Delta \epsilon_p$ and $\Delta \mu_p$ are the equivalent plastic strain and volumetric plastic strain increments in each integration cycle, respectively; and $\epsilon_p^f + \mu_p^f$ is the total plastic strain to fracture under constant pressure P and is expressed as follows (Holmquist et al., 1993):

$$\epsilon_p^f + \mu_p^f = D_1 (P^* + T^*)^{D_2} \geq EFMIN \quad (4)$$

where D_1 and D_2 are the damage constants, T^* is the maximum tensile hydrostatic strength, and $EFMIN$ is the minimum plastic strain before fracture.

The JHC model treats deviatoric and spherical quantities of stress separately; therefore, an EOS can be implemented. The EOS describes the relationship between pressure and volumetric strain and is described by three characteristic ranges, as shown in Fig. 5. The behavior of rocks under triaxial loading conditions is similar to that of concrete, and three corresponding ranges during deformation can be highlighted. These observations confirm that the JHC model is reliable for rock simulation. The first phase (OA) represents a fully reversible linear elastic response of the material. It covers the pressure from the negative cutoff for tensile loads $-T^*(1 - D)$ to the elastic limit P_{crush} (pressure at UCS) under compression and is expressed by (Holmquist et al., 1993):

$$P = K\mu \quad (5)$$

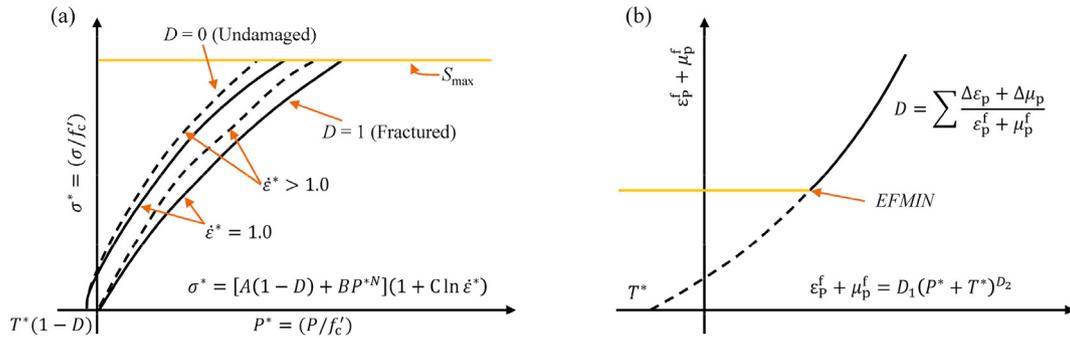


Fig. 4. Visualization of failure surfaces and the damage evolution function in the JHC model.

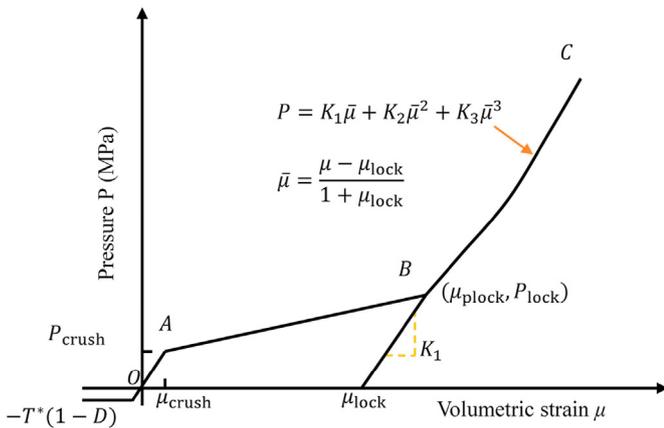


Fig. 5. Relationship between pressure and volumetric strain implemented in EOS.

$$K = E / [3(1 - 2\nu)] \quad (6)$$

where K is the elastic bulk modulus; and $\mu = \rho/\rho_0 - 1$, in which ρ and ρ_0 are the current and initial densities of the material, respectively. A simplified expression for K is given by $K = P_{crush}/\mu_{crush}$, where μ_{crush} is the volumetric strain at the elastic limit.

The second range (AB) is a transitional region. The decrease in stiffness is caused by a gradual collapse of air void pores. Under actual deformation, the movement of the grain boundaries related to microcracking phenomena is locked even though the material strength increases (until locking pressure P_{lock} is reached). This range is expressed by (Holmquist et al., 1993):

$$P = P_{crush} + K_{lock}(\mu - \mu_{crush}) \quad (7)$$

where K_{lock} is the bulk modulus of the material during the described irreversible deformation. In fact, the range AB is a linear interpolation between the first range (OA) and the third range (BC) and cannot be controlled directly by the user. Testing has confirmed that the slope of this interpolating line (which corresponds to the bulk modulus) should be less than the slope of OA (Holmquist et al., 1993).

The third range (BC) describes the strength of the material with no pores in the structure. It is characterized by a nonlinear relationship and may be described by the following 3rd-order expression (Holmquist et al., 1993):

$$P = K_1 \bar{\mu} + K_2 \bar{\mu}^2 + K_3 \bar{\mu}^3 \quad (8)$$

$$\bar{\mu} = (\mu - \mu_{lock}) / (1 + \mu_{lock}) \quad (9)$$

where $\bar{\mu}$ is the modified volumetric strain. This range describes the pressure-volumetric strain relation for the significantly high pressures that are within the main scope of this paper.

4. JHC parameter determination

To calibrate the JHC constitutive model, 21 constants were determined. Most were obtained based on the tests, while some are strictly numerical parameters. The main aim of the present paper is to provide a detailed description of the calibration methodology for the JHC model to be used in various computational problems. This methodology may be adopted for simulations of middle/high-strength rocks and rock-like materials regardless of the loading conditions. The procedure was implemented with dolomite as an example.

4.1. Strain rate sensitivity

The tests under static and dynamic loading conditions confirmed that the dolomite was sensitive to strain-rate effects. In the JHC model, strain rate hardening is controlled by the factor C , which is a multiplier of the strain rate logarithmic function in Eq. (2) and scales both intact and damaged material strengths. Rocks generally exhibit a bi-linear dynamic increase factor (DIF), which should be separated for lower and higher strain rates. Moreover, the strain rate sensitivity of granular materials such as rock or concrete is non-symmetrical, and significant differences are observed between hardening under tension and under compression. These differences arise from the change from the intergranular to transgranular cracking mechanism, which leads to faster crack propagation and crack shapes that reflect the decreased area of the planes (Mahanta et al., 2017). The applied linear approach is not adequate to reproduce the kinematic hardening under a wide range of loading rates. As a result, the coefficient C must be calibrated separately for the two ranges of strain rates. Literature data for dolomite strength at various strain rates are limited; thus, the calibration in the present study was based mostly on data from the authors' laboratory. In addition, the dynamic response of limestone, which is the mother rock of dolomite, was assumed to be similar to that of dolomite, and the corresponding strain rate sensitivity regions were assumed (Liu et al., 2018). The limiting strain rate above which the strengthening of dolomite should be considered was assumed to be 1 s^{-1} . For these loading conditions, the first "quasi-static range" is valid. The second "dynamic range" is reliable up to 125 s^{-1} due to the lack of data for higher strain rates. The authors' initial simulations confirmed that the JHC model does not scale the tensile strength with respect to the strain rate, but the value of T^* does impact the damage calculation (see Eq. (4)).

Therefore, a proper value of this parameter should be adopted depending on the predicted strain rates at which the model will be applied. Again, two different values were used for static and dynamic loadings: $f'_{t(\text{static})} = 5.2$ MPa and $f'_{t(\text{dynamic})} = 42.4$ MPa. The measured static tensile strength was equal to 4.5 MPa; however, this indirect method underestimates the results, and a correction factor of 1.15 from the literature was used (Pittet and Lemaître, 2000). For dynamic results, underestimation has not been described in the literature, and thus the dynamic tensile strength remained unchanged.

The parameter C for compressive loadings is determined from SHPB tests, at which the dominant observed failure mechanism in brittle material is multiple axial cracking (Kong et al., 2018). The coefficient C is introduced to take into consideration a viscous behavior of material, while other important effects are inertia effects at micro- and macro-scale. All of described effects are time-dependent which causes an experiment-dependent behavior on the loading history. However, to simplify the model and due to a high conciseness of dolomite, the maximum strengths calculated from well-known basic SHPB equations at constant strain rate plateau were used for calibration.

The strain rate sensitivity of a material can be directly measured from uniaxial tests performed at different strain rates as the increase in its maximum strength. In the first step, all test results from dynamic compression tests were normalized using $f'_c = 213$ MPa (Fig. 6a). These points were connected by straight lines to the normalized tensile strength T^* in the $P^*-\sigma^*$ system. The average maximum tensile hydrostatic pressure from the tests, which was 1/3 of the measured tensile strength, was $T_{\text{dynamic}} = 14.4$ MPa and $T_{\text{static}} = 1.73$ MPa. In the second step, to unify the strength increase, points at a pressure of $P = 71$ MPa ($f'_c/3$) were determined for each line. This value of P is the pressure at f'_c from the quasi-static compression test (Fig. 6a). The obtained points and the corresponding strain rates are shown in Fig. 6b and were interpolated with a logarithmic linear function with slope C . Separate hardening coefficients were determined for lower and higher strain rates than 1 s^{-1} . Eventually, $C_{\text{static}} = 0.00553$ and $C_{\text{dynamic}} = 0.0307$ were adopted for static and dynamic simulations, respectively. The main disadvantage of this method is the difficulty of precisely scaling the strength for a wide range of strain rates, and thus low and high strain rates should be investigated separately. Additionally, the value of C is strongly dependent on the number of experimental points used for calibration.

4.2. Calibration of the failure surface

In the next step, the failure surface was determined based on uniaxial and triaxial static compression tests. Experimental data

(Handin et al., 1967; Mogi, 1971; Cieřlik, 2014) were also adopted to increase the pressure range (up to 600 MPa) at which the model could be reliably applied. The strengths in uniaxial and triaxial compression tests of the materials presented in these previous studies were similar to those of the dolomite described in the present paper. In many researches adopting the JHC model, the material's normalized cohesion A is calculated by simple fitting of the failure surface equation to experimental points rather than using the actual data and theoretical considerations. Usually, the value of normalized A ranges from 0.3 to 0.8 (Holmquist et al., 1993; Islam et al., 2013). In the present paper, the M–C linear model was applied to determine A as an intersection point of circular envelope and shear strength axis. The cohesion indirectly affects the residual strength of the material, because it takes a value of 0 for fully damaged material while the other parameters remain unchanged. Thus, a higher value of cohesion increases the difference between the maximum and residual strengths.

The shear strength of the material in the M–C model is given by (Hackston and Rutter, 2016):

$$\sigma_s = \sigma_n \tan \varphi + a \tag{10}$$

where σ_n is the stress in the normal direction, φ is the slope of the envelope, and a is the determined cohesion of the material.

When fitting the M–C envelope to quasi-static uniaxial and triaxial compression test data, our test results for confining pressures up to 25 MPa were more reliable than the literature data and had a higher priority in determination of the dolomite's cohesion. The values of σ_1 and σ_3 were determined as the maximum registered strength and radial confining pressure from each uniaxial and triaxial compression test, respectively, for all applied results. The diameter of each circle is a difference between those values. Points representing the critical shear stress were approximated with linear function, and the cross point of this function and ordinate corresponding to shear stress after normalization was assumed as normalized cohesion A (Fig. 7a). Finally, we have $a = 63$ MPa and $\varphi = 38^\circ$; thus, the normalized value of $A = 0.296$ was used for the static strain rate range.

Different approaches of cohesion determination were used for dynamic range of strain rates. As there is a lack of triaxial compression test results for dynamic conditions, the fitting of M–C envelope to static outcomes may result in a significant error in dolomite stiffness. Thus, the value of A was determined using the least square method to best fit the constitutive equation to static and dynamic uniaxial test results considering determined values of coefficient C . The value of $A = 0.12$ was used for dynamic strain rates.

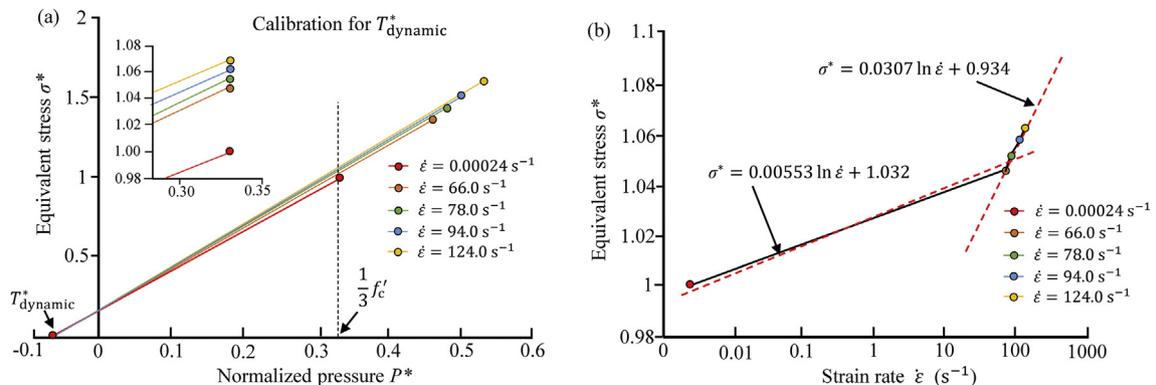


Fig. 6. Procedure for determining the strain rate hardening coefficient for dynamic tests.

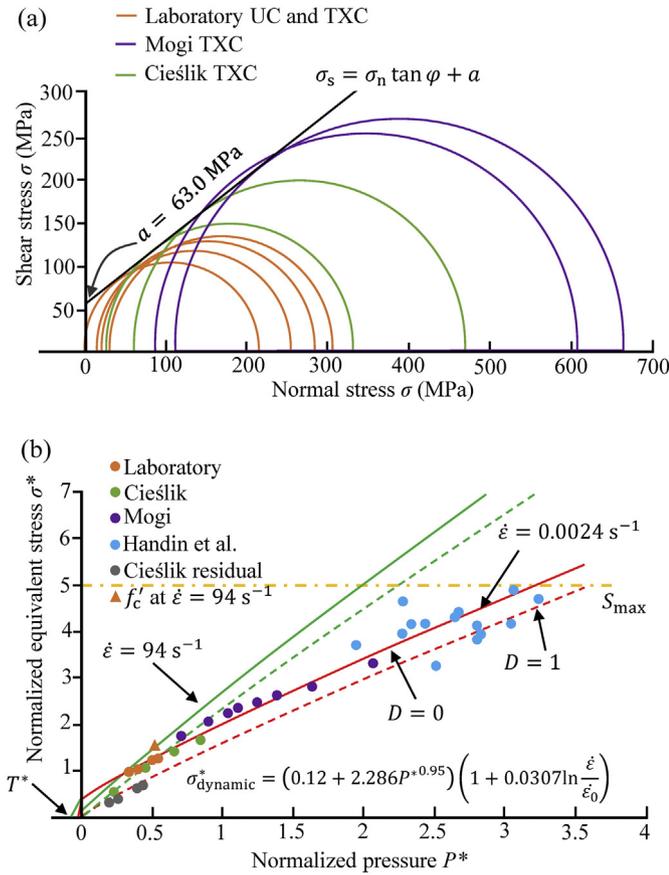


Fig. 7. JHC failure surfaces calibrated for static and dynamic loading conditions: (a) Cohesion from Mohr-Coulomb theory and (b) JHC constitutive equation for strain rates of 0.0024 s^{-1} and 94 s^{-1} . UC - uniaxial compression; TXC - triaxial compression; S_{MAX} - maximum yield strength.

Next, to determine the failure surface, the experimental results were converted into data in $P^*-\sigma^*$ space according to Eqs. (3) and (11) (Islam et al., 2013):

$$\sigma^* = \frac{\sqrt{3J_2}}{f'_c} \quad (11)$$

where J_2 is the second invariant of the deviatoric stress tensor. The calculated points were normalized by the UCS f'_c (Fig. 7). The discrepancy in the results confirms that for organic materials such as rocks, the concurrence of test results is limited, and homogenization of the model must be performed. The failure surface applied in the JHC model is strain rate dependent, thus separate sets of parameters were determined for strain rates in the range of $\dot{\epsilon}_{static} < 1 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon}_{dynamic}$. The strain rate of 1 s^{-1} was set as the reference strain rate $\dot{\epsilon}_0$. Experimental points were approximated by the constitutive equation (Eq. (2)) with iterative changes in B and N to minimize the error. To determine the failure surface shape for static loadings, triaxial tests were crucial because all the tests were performed at a strain rate of 0.0024 s^{-1} , and C_{static} was used. On the other hand, for dynamic loading tests, it was more important to fit the failure surface so that it crossed the points from the dynamic uniaxial compression tests, as shown in Fig. 7 for strain rate $\dot{\epsilon} = 94 \text{ s}^{-1}$. This point is directly crossed by the failure surface scaled by the previously determined coefficient $C_{dynamic}$. Triaxial tests have limited validity in dynamic failure surface calibration due to the

static conditions under which they are performed. Data for dynamic confined compression tests on dolomite are not available. In Fig. 7, additional points are presented and they represent the residual strength from tests at which the post-failure behavior is predicted, as described by Kucewicz et al. (2020). The static failure surface was determined in such a way that these points were crossed when $D = 1$ in order to ensure that the model reproduced the residual response of the actual material. Ultimately, $B = 1.751$ and $N = 0.865$ were obtained for lower strain rates, whereas dynamic $B = 2.286$ and $N = 0.95$ were fit to the SHPB data, similar to the normalized cohesion. The value of $S_{MAX} = 5$ resulted from the limited increase in rock strength when the deviatoric stress exceeded $\sigma^* = 5$, as shown in Fig. 7b.

The maximum tensile hydrostatic pressure T has an influence on damage calculation (Eq. (4)). It was determined separately from static and dynamic Brazilian tests for $\dot{\epsilon}_{static}$ and $\dot{\epsilon}_{dynamic}$ ranges of strain rates. This experimental method for measurement of tensile strength is burdened with an error related to uneven distribution of tensile strength in the sample. To reduce this error, the averaged tensile strength was increased by 15%, as suggested by Pittet and Lemaitre (2000). The hydrostatic pressure was 1/3 of calculated tensile strength. Finally, $T_{static} = 1.73 \text{ MPa}$ and $T_{dynamic} = 14.4 \text{ MPa}$ were used for numerical simulations.

4.3. Equation of state determination

The EOS applied in the JHC model controlling the hydrostatic behavior of the material is divided into three parts and should be determined from hydrostatic or uniaxial strain compression tests (Holmquist et al., 1993). Due to the lack of such data, a different approach that is often used for the JH-2 ceramic model was adopted to determine the EOS parameters. This method is based on uniaxial shock data from flyer impact tests and is described below (Wang et al., 2018; Baranowski et al., 2020).

The first range, which describes a reversible static range, was obtained from the results of uniaxial compression tests. The dolomite bulk modulus κ was calculated using Eq. (6). In JHC model, the increase of material stiffness due to lateral confinement is not supported by default. The elastic modulus E , which in this equation is assumed as the slope of the stress–strain curve, was taken as the average from the uniaxial and triaxial tests. This approach compensated for the effect of increasing dolomite stiffness when the additional radial confining pressure was present. In the triaxial tests, the bulk modulus increased significantly until reaching values of $\sigma_2 = \sigma_3 = 60 \text{ MPa}$. The volumetric strain was not directly measured during uniaxial compression tests, but calculated from Eq. (5) using an abovementioned averaged E . A more detailed description of this procedure was reported by Kucewicz et al. (2020). Eventually, $P_{crush} = 71.3 \text{ MPa}$, equivalent to 1/3 of the UCS, and $\mu_{crush} = 0.00602$ were calculated from Eq. (6). The resulting average bulk modulus was $K = 11,709 \text{ MPa}$. This range of EOS is crucial from the dolomite stiffness point of view. The increase of P over the value corresponding to f'_c with maintaining the constant bulk modulus has a limited effect for response of JHC model, until the failure surface is correctly determined (directly crosses the point corresponding to f'_c).

In the next step, the third range of the EOS was determined. Its implementation is similar to that for the JH-2 constitutive model, thus a similar approach for its determination using shock Hugoniot data was adopted (Shang et al., 2000; Islam et al., 2013). Experimental points giving pressure as a function of volume change determined from flyer impact test results (Heard et al., 1973; Grady et al., 1976; Larson, 1980) were calculated and approximated by Eq. (2) with acceptable accuracy. For the investigated dolomite, this range was valid for pressures up to 8 GPa. The modified volumetric

strain was used as a function variable for fitting the pressure equation to the experimental data. The value of K_1 corresponds to the unloading modulus of dolomite. The following constants for the polynomial equation were obtained: $K_1 = 31$ GPa, $K_2 = 134.996$ GPa and $K_3 = 28,600$ GPa (Fig. 8).

Finally, the second range was determined by interpolation between the first and third ranges. The second range is limited by the locking volumetric strain, which was determined as an average value for different dolomites in hydrostatic compression tests performed previously (Handin et al., 1967; Heard et al., 1973). The second range is limited by the value of pressure at which all pores in dolomite are closed and the densification of the material is impeded. The tests showed that for dolomite, which is characterized by low porosity, this region can be neglected. To provide continuity of all three regions of the EOS, the slope of this range was decreased by 5% of the initial dolomite stiffness K , and was equal to $K_{2nd\ range} = 11.123$ GPa. The locking pressure P_{lock} and volumetric strain μ_{lock} were determined by calculation of the cross point of second and third EOS ranges. The linear function crossed the shock stage at point given by $P_{lock} = 116.1$ MPa and $\mu_{lock} = 0.00626$. It is crucial to remember that μ_{lock} is a point at $P = 0$ calculated with linear projection of μ_{plock} to μ axis by the linear function characterized by slope K_1 . The full determined EOS is presented in Fig. 8.

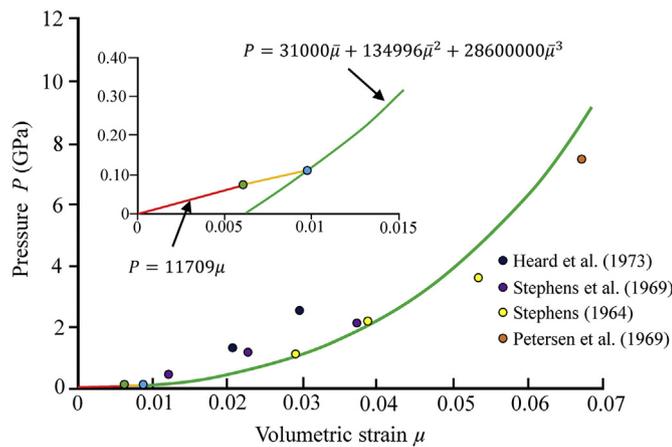


Fig. 8. Graphical presentation of the EOS for dolomite.

4.4. Damage and failure calibration

The damage function implemented in the JHC model is controlled by three constants, i.e. D_1 , D_2 and $EFMIN$, which should be determined from cyclic uniaxial compression tests. However, most researches adopt the values of $D_1 = 0.04$ and $D_2 = 1$ initially proposed by Johnson and Holmquist (Holmquist et al., 1993). These values determined for concrete are constant regardless of the application of the model and other simulation configurations such as mesh size. The tests showed that dolomite is a very brittle rock. It instantly released the internal elastic energy accumulated during deformation after reaching the maximum strength, and then the sample split into several pieces. In this study, a coupled experimental-numerical approach for obtaining the fracture and post-failure strengths similar to that used for the uniaxial and triaxial compression tests is proposed. In many commonly used constitutive models, the fracture of brittle materials is represented by the damage index $0 < D < 1$, in which $D = 1$ is used for fully fractured material. In the JHC material model, the damage is described by Eq. (3). In addition, the stress–strain curves were compared with the actual test results. For materials in which fracture plays a significant role, the influence of mesh size on the results should not be neglected. Thus, in the present study, the values of the damage parameters were normalized depending on the mesh size.

The adopted method of dolomite modeling and representation using the JHC model and FEM employs a homogenization of the actual material and does not include any imperfections and discontinuities. Thus, the fracture pattern results directly from the loading conditions and strength of the calibrated constitutive model. The results of simulations may reproduce the stiffness of dolomite and its generalized mode of failure; however, calibration of D_1 and D_2 could be insufficient to qualitatively reproduce the actual rock fracture patterns, which are mainly predefined by existing pre-cracks.

Initially, numerical simulations were performed on a single cubic element for three different loading conditions: uniaxial strain compression, uniaxial compression and triaxial compression with a confining pressure of 25 MPa. Boundary conditions for each case are presented in Fig. 9. The tests were performed under static loading conditions as described in the experimental setup. The trial-and-error approach was used, and the parameters D_1 and D_2

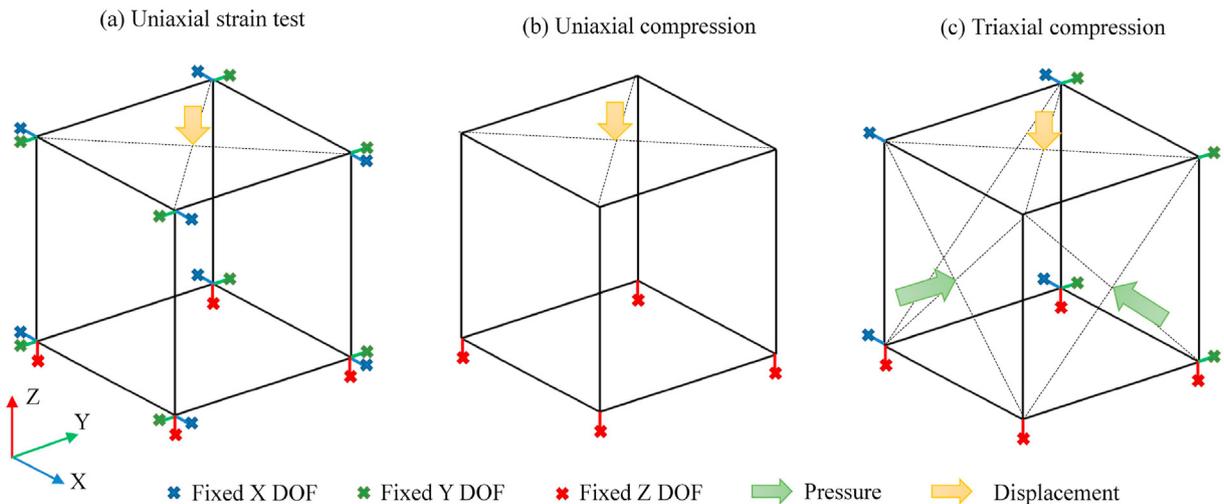


Fig. 9. Boundary conditions for single-element tests: (a) Uniaxial strain test (hydrostatic compression), (b) Uniaxial compression, and (c) Triaxial compression. DOF means the degree of freedom at mentioned direction.

were iteratively changed until the best reproduction of the actual post-peak behavior was observed.

First, the results of uniaxial strain tests in which hydrostatic loading conditions were reproduced are presented in Fig. 10a as a volumetric strain–pressure relationship. The stress state in this case resulted from the volume decrease only, and the strength of the material was calculated directly from the EOS. No shear-induced damage was observed. The resultant curve perfectly agreed with the input data and confirmed that the EOS was correctly determined. In this case, the values of D_1 and D_2 did not have any impact on the test results.

Next, the results from uniaxial compression tests were analyzed as a stress–strain relationship. Implementation of the JHC failure surface did not provide residual strength under uniaxial loading conditions, which was in agreement with the actual dolomite response. However, the rate at which material softening occurred depended on D_1 and D_2 . A significant impact of $EFMIN$, which corresponds to the minimum amount of plastic strain before damage occurs, was observed. The default value of 0.01 proposed in Holmquist et al. (1993) was determined by cyclic progressive compression tests on concrete. Different from dolomite, which instantly fractures and splits into pieces, concrete maintains residual continuity after exceeding the maximum strength in uniaxial compression tests. Thus, for dolomite, $EFMIN$ should be smaller than the default value. A study of $EFMIN$ for assumed constants $D_1 = 0.06$ and $D_2 = 1.1$ is shown in Fig. 10b. Values of $EFMIN$ larger than 0.005 resulted in incorrect damage accumulation. The value of D remained constant before $D = 1$ was reached, despite the increasing effective plastic strain in the elements. As a result, the model behaved as if the residual strength was present; while for

uniaxial loading conditions, this value should be zero. No impact of $EFMIN$ on maximum strength was observed in either uniaxial or triaxial compression. Ultimately, a value of $EFMIN = 0.005$ was applied for further tests.

The parameters D_1 and D_2 for selected $EFMIN = 0.005$ under uniaxial loading conditions are presented in Fig. 11. Table 2 lists the values of the parameters for each test. As expected, increasing D_1 decreased the energy dissipation rate (damage accumulated slowly). The same effect was observed for decreasing D_2 , which is an exponent in Eq. (4). In Fig. 11a–c, evolution of the stress–strain curves depending on the damage constants is presented. In each figure, the legend is replaced with arrows representing the increases in D_1 and D_2 to clearly show the results. As the intensity of material softening decreased, the maximum strength increased slightly (up to 3%). However, this change was not significant and was neglected; it was caused by the accumulation of plastic volumetric strain after reaching P_{crush} . The same parameter sets were tested under triaxial compression for $EFMIN = 0.005$, and the results are shown in Fig. 12a–c. The outcomes were similar to those of the uniaxial tests. The only difference was the change in the maximum strength of the material, which decreased up to 10% as D_1 and D_2 decreased. The final parameters were set as follows: $D_1 = 0.045$, $D_2 = 1.08$ and $EFMIN = 0.005$. The two complete sets of parameters used for static and dynamic simulations are listed in Table 3 together with all of the required data or tests.

5. Validation of the JHC model for dolomite

To confirm the reliability and validity of the proposed calibration procedure, the capability of the JHC model for simulation of

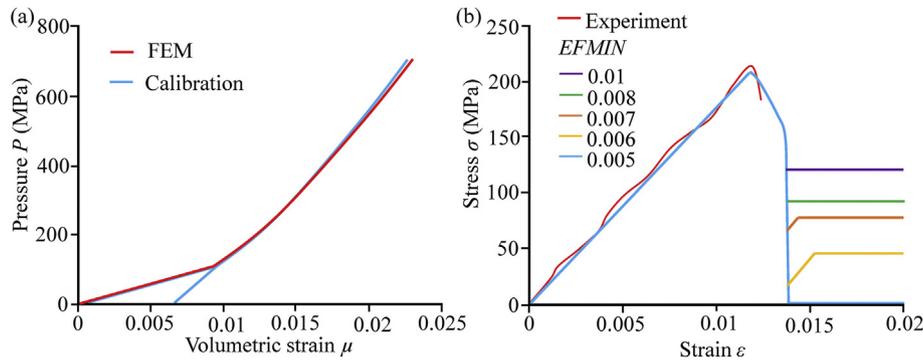


Fig. 10. (a) Volumetric response of the material in the uniaxial strain test and (b) $EFMIN$ study under uniaxial loading conditions from a single-element test.

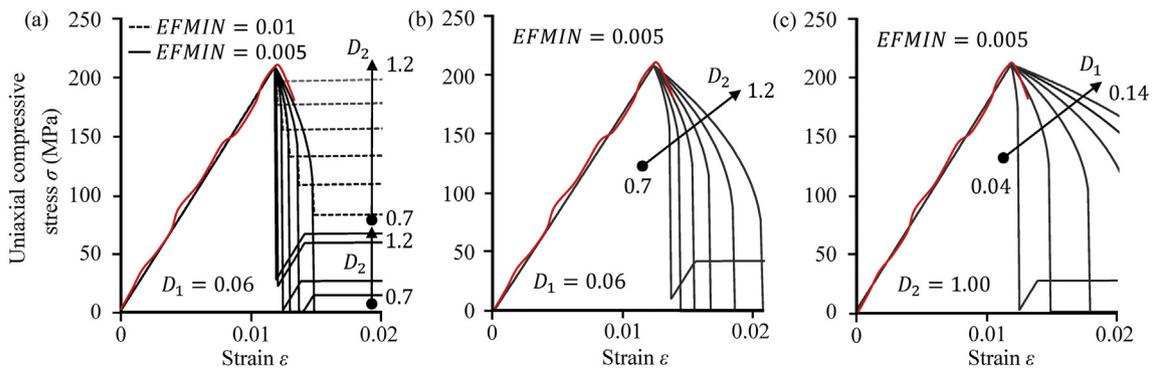


Fig. 11. Damage parameters for uniaxial single-element compression tests.

Table 2
Values of the parameters for uniaxial and triaxial single-element tests. (a), (b) and (c) refer to corresponding curves in Figs. 11 and 12.

Test	D_1	D_2	$EFMIN$
UC (a)	0.06	0.7–1.2	0.005/0.01
UC (b)	0.1	0.7–1.2	0.005
UC (c)	0.04–0.14	1	0.005
TXC (a)	0.06	0.7–1.2	0.005
TXC (b)	0.1	0.7–1.2	0.005
TXC (c)	0.04–0.14	1	0.005

dolomite is demonstrated. Quasi-static uniaxial and triaxial compression tests were considered. Moreover, the dynamic uniaxial compression test with use of the SHPB was investigated for different strain rates corresponding to experimental values (see Table 1). The JHC parameters obtained for the dolomite are summarized in Table 3.

5.1. Quasi-static tests

The evaluated damage parameters were applied to the full-scale model in more detail to reproduce the uniaxial and triaxial tests. The aim of this test was to validate the stiffness and fracture pattern from the calibrated JHC model. A mesh size sensitivity study was also performed. Cylindrical samples with a radius of 50 mm and a height of 100 mm were located between two rigid walls. The first wall was constrained, while the second was moved with the prescribed velocity of a rigid wall given by (Hanssen et al., 2002; Kuczewicz et al., 2018):

$$v(t) = \frac{\pi}{\pi - 2} \frac{d_{max}}{T_{load}} \left[1 - \cos\left(\frac{\pi}{2T_{load}} t\right) \right] \quad (12)$$

where T_{load} is the total duration of loading and d_{max} is the final displacement of the rigid wall.

This approach permits the use of an explicit integration scheme, which is more efficient for simulating phenomena in which material damage occurs compared with the implicit method (Kuczewicz et al., 2018). Simultaneously, gradually increasing the speed reduces the excitation of stress wave effects, prevents an increase in kinetic energy, and maintains the simplicity of modeling fracture and post-peak material softening. The kinetic energy is less than 0.5% of total energy from simulation. To ensure that low-magnitude stress waves did not affect early fracture, an additional part-stiffness damping method was adopted. Different from uniaxial compression tests, in the triaxial tests, an additional confining pressure was applied to the side walls of the cylindrical sample, and a two-

Table 3
Summary of JHC constants and data required for their determination.

Parameter	Unit	Value	Data/test
Normalized cohesion, A		0.296*, 0.12**	UC, TXC
Pressure hardening coefficient, B		1.751*, 2.286**	UC, TXC
Strain rate coefficient, C		0.005*, 0.031**	UC, SHPB
Pressure hardening exponent, N		0.865*, 0.95**	UC, TXC
Maximum tensile hydrostatic pressure, T	MPa	1.73*, 14.4**	SBT, DBT
Shear modulus, G	MPa	7025.9	UC
UCS, f'_c	MPa	213	UC
Quasi-static reference strain rate, $\dot{\epsilon}_{PS_0}$	s^{-1}	1	
Minimum plastic strain before fracture, $EFMIN$		0.005	FEA: Uniaxial strain test, UC, TXC
Normalized maximum strength, S_{max}		5	TXC
Crushing pressure, P_{crush}	MPa	71	UC
Crushing volumetric strain, μ_{crush}		0.00602	UC
Locking pressure, P_{lock}	MPa	116.1	Shock data
Locking volumetric strain, μ_{lock}		0.00626	Shock data
Damage coefficient, D_1		0.0045	FEA: UC, TXC
Damage coefficient, D_2		1.08	FEA: UC, TXC
Unloading bulk modulus, K_1	MPa	31,000	UC, shock data
Pressure constant, K_2	MPa	135,000	UC, shock data
Pressure constant, K_3	MPa	28,600,000	UC, shock data

Note: Determined for strain rates: * $<1 s^{-1}$, and ** $\geq 1 s^{-1}$. FEA - finite element analysis.

step analysis was performed. In the first step, dynamic relaxation of the model was implemented to reproduce the hydrostatic compression phase until σ_1 , σ_2 , or σ_3 reached a preset value. In the second step, axial loading was performed with moving rigid wall in the same way as in the uniaxial compression test. Cylindrical samples were reproduced with cubic elements, and the investigated sizes were based on application of the calibrated material model to medium- and large-scale modeling. To ensure reliable transmission of the determined parameters from laboratory-to “field”-scale simulations, five mesh sizes, i.e. 0.625 mm, 1.25 mm, 1.75 mm, 2.5 mm and 5 mm, were tested. The results were compared with the experimental outputs qualitatively and quantitatively.

Fig. 13 compares the strength curves from the uniaxial and triaxial tests with the experimental results for all investigated mesh sizes. No significant impact of element counts was observed for maximum strength and post-peak softening. An immediate drop in strength was registered under uniaxial compression, and material softening was less intense compared with the single-element tests due to fracture of multiple elements on planes affected by shearing.

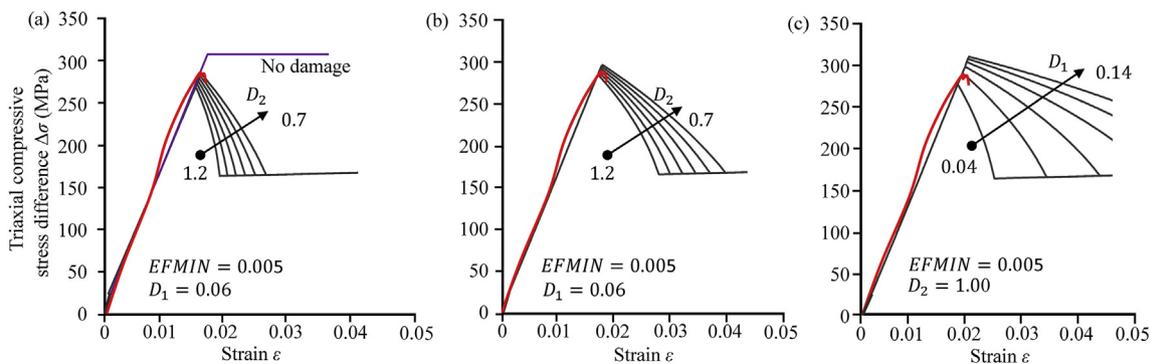


Fig. 12. Damage parameters for triaxial single-element compression tests.

This shearing was an effect of friction between the sample and the testing machine. In Fig. 13a, the corresponding damage patterns are presented ($D = 1$). The densification of the FE model clarified that the failure mechanism was multiple shearing of the sample (Basu et al., 2013), and the constant angle of the shear plane was preserved for each mesh size. For an FE size of 0.625 mm, the number of fractured planes was overestimated due to the idealized geometry, mesh symmetry and immediate release of elastic energy when the fracture was initiated. This relaxation of the sample generated some weak tensile waves that increased the calculated damage. As the mesh size increased, the effect of material model idealization and homogenization became more apparent; despite increase in the fully damaged volume, the material strength remained almost insensitive to mesh size.

By comparison, the results of the triaxial compression tests indicated greater sensitivity of the model to mesh size. The element size affected the material softening phase that became smoother with increasing mesh size. In this test, no significant difference in maximum strength was observed. The presence of 25 MPa confining pressure increased the maximum strength by approximately 25% compared with the uniaxial test results. The residual strength was approximately 60% of the maximum value, which was assumed to be correct for confining pressures up to 100 MPa (Heard et al., 1973; Cieřlik, 2007). The JHC model does not support a change in failure mechanism from brittle to ductile with increasing radial pressure, thus adopting a value of 60% is a compromise that permits relatively reliable reproduction of the dolomite strength response under a wide range of confining pressures.

The general fracture patterns shown in Fig. 14 were in acceptable agreement for small mesh sizes. However, for coarser mesh sizes above the element size of 1.75–2 mm, large differences were observed. The number of main shear surfaces through the whole sample varied, potentially due to the applied explicit integration scheme, but the angle of the shear surfaces remained constant in all simulations. Because the implicit method does not support the JHC material model, the results cannot be verified by this method. Above an element size of 2.5 mm, the shear plane cannot be

recognized. The volume of fractured material increased with increasing element size. The failure mechanism is multiple cracking (Basu et al., 2013). As in uniaxial compression tests, the results of the triaxial compression tests showed satisfactory agreement with the experimental outputs; therefore, it can be assumed that the JHC parameters were properly determined and calibrated for static loading conditions.

5.2. SHPB dynamic tests

Other researchers have confirmed that during deformation at high strain rates, a leading failure mechanism is an increase in the volume of crushed material, followed by propagation of a large number of short fractures in the sample (e.g. Donz e et al., 1997). To reproduce the experimental setup, a whole SHPB stand was modeled, as shown in Fig. 15. The dolomite sample was placed between two bars with a length of 3190 mm made of C45 high-strength steel. The interaction process between all components was numerically defined using the penalty-based contact algorithm. Due to the use of lubricant in the actual tests, friction was neglected in finite element analysis (FEA). As contact plays a significant role in such simulations, the stiffness factor of contact was increased to minimize penetration. Additional effect presented in dynamic compression that partially results from friction and inertial forces is lateral confinement of sample. To reduce the computational time, both the incident and transmission bars were meshed with cubic elements of 1 mm in size near the gages and contact zones; for the other parts of the bars, 10 mm elements were used. The striker was omitted, and the load was applied to the front face of the incident bar to register pressure vs. time relationship in the tests.

Stress uniformity should be preserved in samples during dynamic tests to ensure the validity of the results. Based on one-dimensional wave theory of SHPB tests, the sample is in equilibrium when the criterion given by Eq. (13) is met (Hudson and Ulusay, 2007):

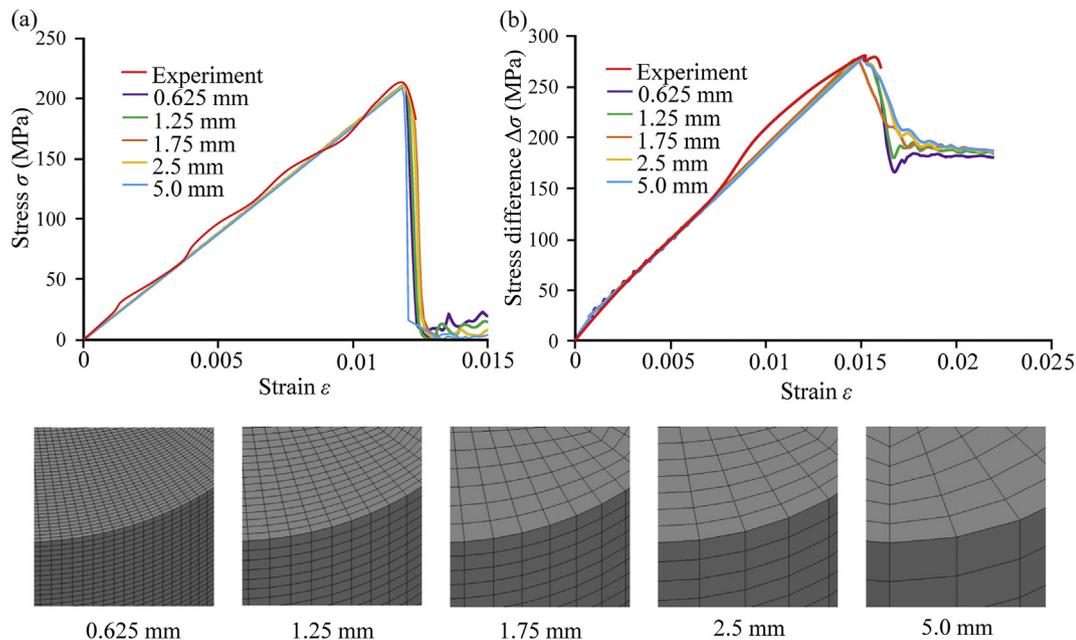


Fig. 13. Mesh patterns for the sensitivity study of damage parameters: (a) Uniaxial compression and (b) Triaxial compression at a confining pressure of 25 MPa.

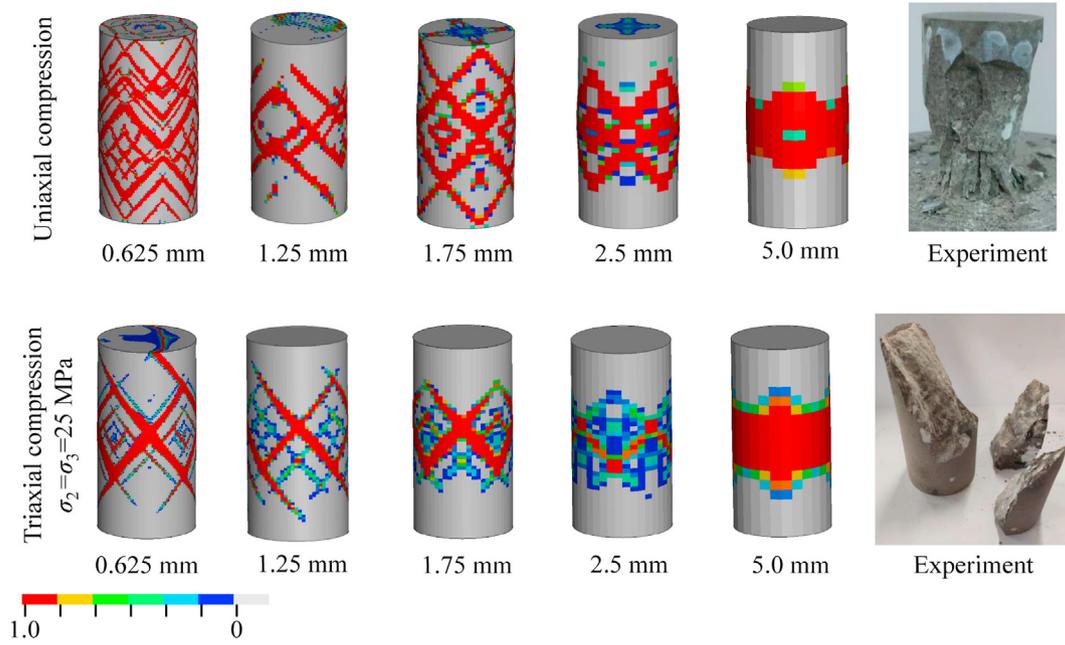


Fig. 14. Damage patterns depending on the damage parameter D_1 .

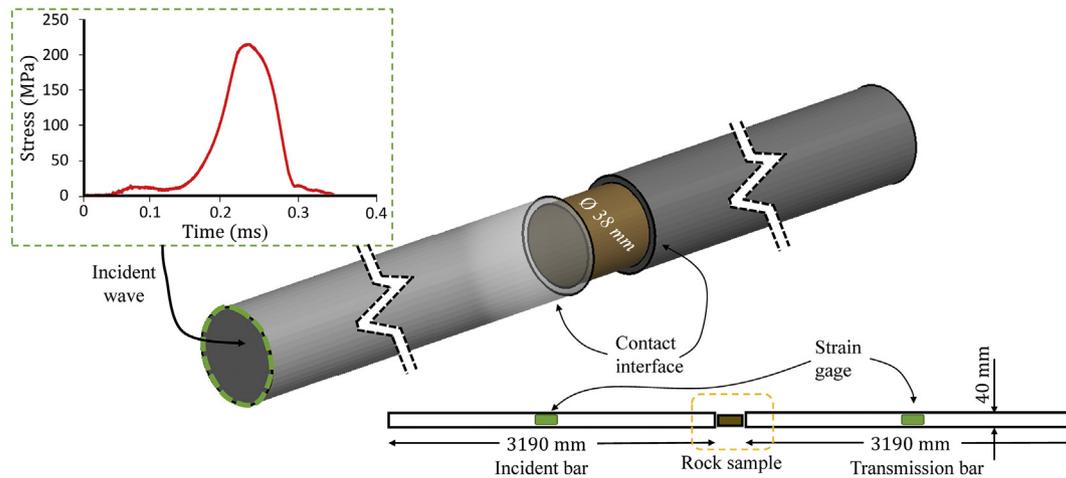


Fig. 15. FEA setup of the SHPB for the dynamic compression test.

$$\epsilon_i(t) = \epsilon_t(t) - \epsilon_r(t) \tag{13}$$

where ϵ_i , ϵ_r and ϵ_t are the signals of incident, reflected and transmitted waves, respectively. The force balance was verified for all the tests, and the results for three modeled strain rates, i.e. 66 s^{-1} , 94 s^{-1} and 124 s^{-1} , were calculated from Eq. (13) and are shown in Fig. 16. Good agreement of the force balance was recorded at strain rates of 66 s^{-1} and 94 s^{-1} , while the stress history at the front of the sample overlapped slightly at 124 s^{-1} . In addition, the force equilibrium at the constant stress stage of deformation was in good agreement, thus the test results were assumed to be correct. The fracture of the cylindrical samples is presented later with the FEA results.

The results from the tests and numerical simulations were calculated in the same way according to Eqs. (14)–(16) (Hudson and Ulusay, 2007; Baranowski and Małachowski, 2018):

$$\sigma_z(t) = \frac{A_0}{A_s} E_0 \epsilon_t(t) \tag{14}$$

$$\dot{\epsilon}_z(t) = \frac{2c_0}{L_s} \epsilon_r(t) \tag{15}$$

$$\epsilon_z(t) = \frac{2c_0}{L_s} \int_0^t \epsilon_r(t) dt \tag{16}$$

where σ_z is the stress in the sample; $\dot{\epsilon}_z$ is the strain rate; ϵ_z is the axial strain; A_0 and A_s are the cross-sections of the bars and the sample, respectively; E_0 is the elastic modulus of the transmission bar; c_0 is the speed of sound in the bar; and L_s is the sample length.

The strain rate in each test using the SHPB was calculated as the average strain rate within the range starting at 75% of the

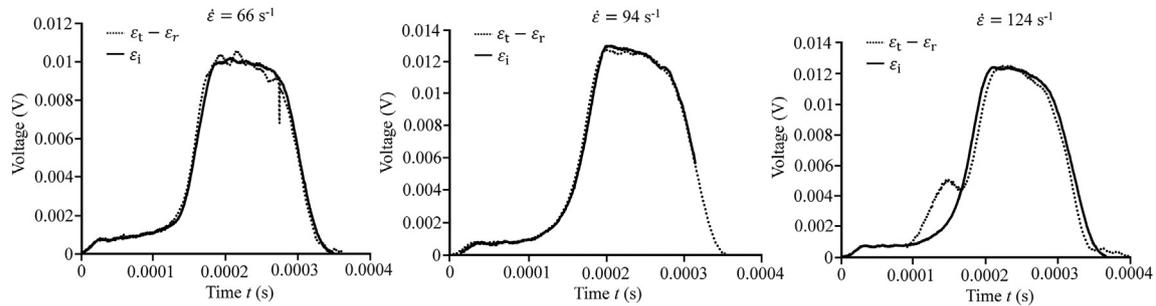


Fig. 16. Stress equilibrium in dynamic tests for three different strain rates.

maximum stress and ending at the maximum stress. An identical approach was implemented by Pająk et al. (2019). In FEA, the strain rate is computed in each element at every time step separately. The strain rate depends on the material strength, its impedance and the shape of the incident wave, and thus local strain rates within the sample may vary up to a dozen percent from the experimental values. The most reliable range at which the calibrated model is applicable depends on the data used for calibration. When the actual strain rate from the simulation was higher than the maximum experimental data used for calibration, the strength of the material was extrapolated and scaled by the JHC strain rate hardening model. This approach limits rapid growth in stiffness by use of the natural logarithm when a small change in the strain rate occurs but may be responsible for the difference between the maximum strength and the fracture pattern described below.

The relationships between stress and strain from the dynamic compression tests are presented in Fig. 17 for each investigated strain rate. The maximum strength obtained from FEA was in good agreement with the experimental outcomes. The results are summarized in Table 4. The maximum calculated relative error did not exceed 5%, confirming that the application of two separate material parameter sets for static and dynamic loadings can reproduce the strengthening of dolomite. Slight disagreement in the shape of the compared strength curves was observed at a strain rate of 66 s^{-1} ; the material lost its stiffness and continuity distinctly faster than that in the experiment. The fracture, which is represented by the fully damaged material, tended to be noisier in FEA due to the lower slope and maximum value of the incident wave compared with higher strain rates. Local strain rates were measured in this test at three positions of the sample: the two ends and the middle. The results varied from 51 s^{-1} to 115 s^{-1} . As these differences influenced the hardening intensity, the range of maximum strength can vary locally by up to 50 MPa. In other tests, this difference was significantly smaller.

Fig. 17 compares the FEA results with the fracture of the samples registered with a fast camera during the experiment. The crack propagation and failure mechanisms were in good agreement. Brittle deformation began near the faces of the sample that were in contact with the steel bars. Subsequently, propagation of longitudinal cracks was observed. The experimental records clearly show that the fracture of the samples was specified by pre-existing microcracks. In addition, as mentioned in Section 2, calcite inclusions in the dolomite structure (visible on the boundary surface in Fig. 17 as grey patches) were crushed despite the lack of pre-existing cracks in the neighboring area. Thus, calcite inclusions significantly impact the material strength. To reproduce the physical fracture and loss of continuity, erosion based on principal strain was applied. Elements were deleted when 10% of the strain value was reached. As the erosion occurred in fully damaged material,

there was no impact of erosion on the results. The discrepancies between the experimental and FEA results are due to the simplification of the discrete model, which, unlike actual samples, contains no imperfections. After taking this homogenization into consideration, satisfactory correlation was reached.

The effect of inertial forces presented in dynamic uniaxial compression tests is strongly associated with inertial lateral confinement of rock. The stress triaxiality through the sample is uneven, thus the highest stress value was measured close to the sample axis, and decreased in radial direction. When the strain rate is low, the stress variation along the radial direction is less prominent and increases with growing of strain rate. In future studies, the amount of strength increase due to described effect will be considered.

6. Conclusions

This paper presents a detailed procedure of parameter determination for the JHC constitutive model to simulate the dolomite. Experimental results and additional literature data from tests performed under quasi-static and dynamic loading conditions at different states of stress were used. Due to the strain rate sensitivity of dolomite, which can be divided into quasi-static and dynamic ranges, two separate sets of parameters were proposed for strain rates below and above 1 s^{-1} . The model was validated under static uniaxial and triaxial compression as well as under uniaxial dynamic compression. Based on the results, the following conclusions can be drawn:

- (1) Reliable calibration of the JHC model requires a series of experiments performed under different stress states and strain rates to fully describe the hydrostatic and deviatoric deformation of the rock.
- (2) The linear logarithmic strain rate hardening rule applied in the JHC model must be oversimplified to reproduce the response of dolomite rock and its fracture under static and dynamic conditions. Applying the bi-linear model as two separate sets of material constants improved the accuracy of the results from static and dynamic tests.
- (3) The calibration of damage parameters is crucial to reasonably reproduce sample fracture. The proposed set of parameters D_1 , D_2 and $EFMIN$ provided satisfactory reproduction of damage under quasi-static and dynamic loading conditions.
- (4) A strong impact of element mesh size was observed for the qualitative reproduction of dolomite deformation. When large elements over 2.5 mm were used, the volume of the fractured material began to be overestimated. However, there was no significant impact of mesh size on the quantitative results.

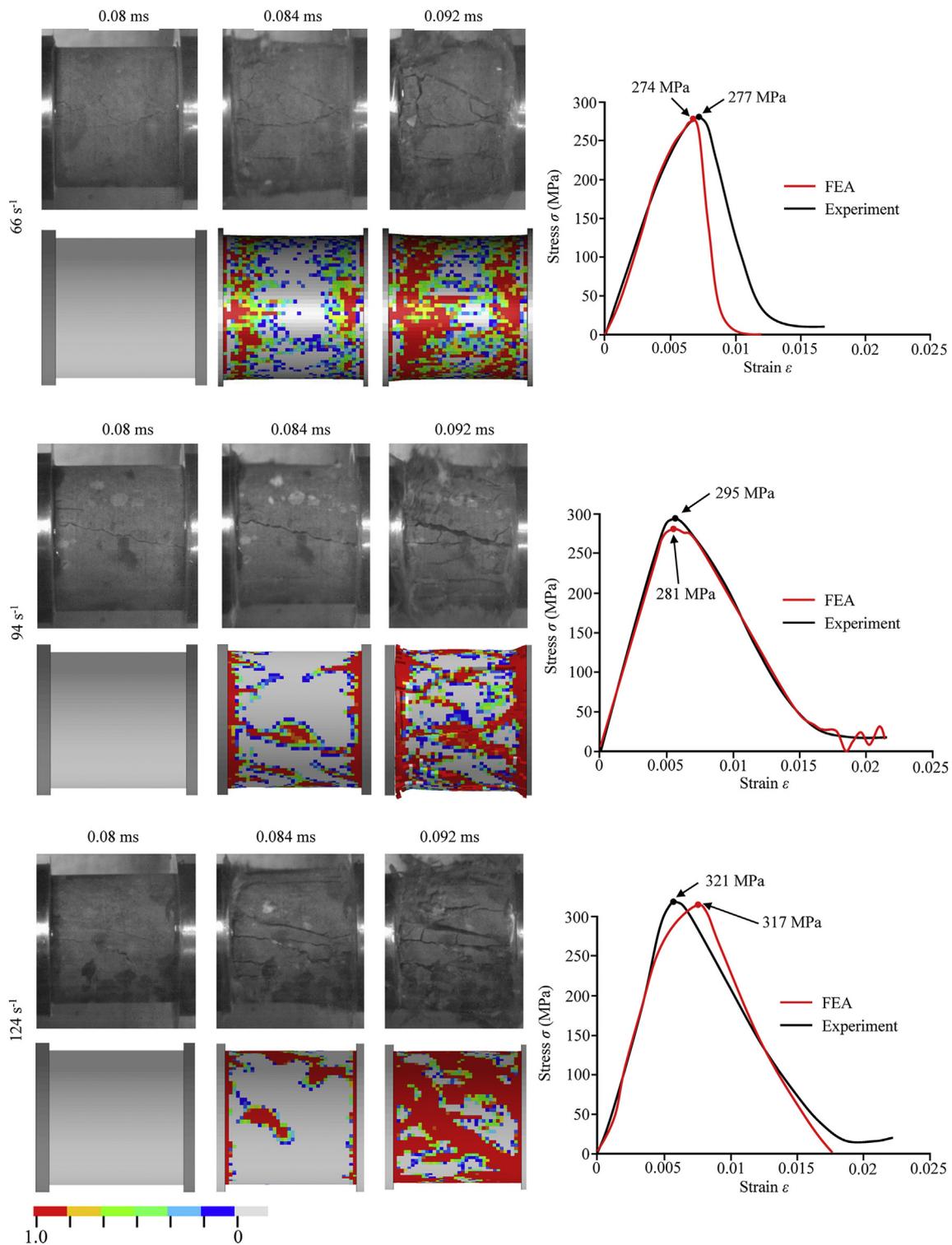


Fig. 17. Comparison of fracture (damage) and stress–strain histories from the experiment and FEA studies for three different strain rates.

Table 4
Summary of FEA and experimental (EXP) results from uniaxial dynamic compression tests.

Strain rate (s^{-1})	σ_{\max} (MPa)		Error (%)
	FEA	Experiment	
66	274	277	1.08
94	281	295	4.74
124	317	321	1.24

Further investigations will include the development of a modeling method that addresses the inability to reliably reproduce the tensile damage in the JHC material model, which has also been reported by other authors (e.g. Holmquist et al., 1993; Polanco-Loria et al., 2008; Lu et al., 2012; Islam et al., 2013; Kong et al., 2016; Li and Shi, 2016; Ren et al., 2017), and application of the model to small- and large-scale blasting simulations.

Declaration of competing interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Acknowledgments

The authors would like to thank Prof. Jacek Janiszewski, Dr. Roman Gieleta, Dr. Paweł Bogusz, Dr. Michał Stankiewicz, and Dr. Marcin Konarzewski for conducting experimental research.

List of symbols

$\dot{\epsilon}^*$	Normalized strain rate
$\dot{\epsilon}_0, EPS_0$	Quasi-static reference strain rate
$\dot{\epsilon}_z$	Strain rate in sample from SHPB tests
$\dot{\epsilon}$	Strain rate
ϵ_i	Signal of incident wave
ϵ_p^f	Plastic strain at failure
ϵ_r	Signal of reflected wave
ϵ_t	Signal of transmitted wave
ϵ_z	Strain in sample from SHPB tests
$\bar{\mu}$	Modified volumetric strain
μ_{crush}	Crushing volumetric strain
μ_{lock}	Locking volumetric strain
μ_{plock}	Volumetric strain under which the material is fully compacted
μ_p^f	Volumetric strain at failure
ρ_0	Initial density of material
σ_n	Stress in normal direction
σ_s	Shear stress
σ_z	Stress in sample from SHPB tests
σ, σ^*	Equivalent stress, normalized equivalent stress
$\Delta\epsilon_p$	Equivalent plastic strain increment
$\Delta\mu_p$	Equivalent volumetric strain increment
ν	Poisson's ratio
φ	Slope of the Mohr-Coulomb envelope
ρ	Current density of material
A_0	Cross-section of SHPB bars
A_s	Cross-section of SHPB sample
A	Normalized cohesion
B	Pressure hardening coefficient
c_0	Sound velocity in the SHPB bars
$C_{static/dynamic}$	Strain rate coefficient (for static and dynamic strain rates)
D	Accumulated damage coefficient
D_1, D_2	Damage coefficients
E_0	Elastic modulus of SHPB bars
E	Young's modulus (elastic modulus)
$EFMIN$	Minimum plastic strain before fracture
f_c^f	UCS
f_t^f	Uniaxial tensile strength
G	Shear modulus
J_2	Second invariant of deviatoric stress tensor
K	Elastic bulk modulus
K_1	Unloading bulk modulus
K_2, K_3	Pressure constants for EOS
L_s	Length of SHPB sample
N	Pressure hardening exponent
P_{crush}	Crushing pressure
P_{lock}	Locking pressure
P, P^*	Pressure, normalized pressure
S_{max}	Maximum displacement in explicit simulation
T_{vel}	Duration of explicit simulation

$T_{static/dynamic}$	Maximum tensile hydrostatic pressure (for static and dynamic strain rates)
t	Time

References

- Aadnøy, B.S., Looyeh, R., 2019. Rock strength and rock failure. In: Petroleum Rock Mechanics. Elsevier, pp. 145–163.
- Ai, H.A., Ahrens, T.J., 2006. Numerical modeling of shock-induced damage for granite under dynamic loading. AIP Conf. Proc. 845, 1431–1434.
- Bahat, D., Rabinovitch, A., Frid, V., 2001. Fracture characterization of chalk in uniaxial and triaxial tests by rock mechanics, fractographic and electromagnetic radiation methods. J. Struct. Geol. 23 (10), 1531–1547.
- Banadaki, M.M., Mohanty, B., 2012. Numerical simulation of stress wave induced fractures in rock. Int. J. Impact Eng. 40–41, 16–25.
- Baranowski, P., Damaziak, K., Mazurkiewicz, Ł., Mertuszka, P., Pytel, W., Małachowski, J., Pałac-Walko, B., Jones, T., 2019. Destress blasting of rock mass: multiscale modelling and simulation. Shock Vib. <https://doi.org/10.1155/2019/2878969>
- Baranowski, P., Kuczewicz, M., Gieleta, R., Stankiewicz, M., Konarzewski, M., Bogusz, P., Pytlak, M., Małachowski, J., 2020. Fracture and fragmentation of dolomite rock using the JH-2 constitutive model: parameter determination, experiments and simulations. Int. J. Impact Eng. 140, 103543. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103543>.
- Baranowski, P., Małachowski, J., 2018. Possibilities of rock constitutive modelling and simulations. AIP Conf. Proc. 1922 (1), 130005. <https://doi.org/10.1063/1.5019135>.
- Basu, A., Mishra, D.A., Roychowdhury, K., 2013. Rock failure modes under uniaxial compression, Brazilian, and point load tests. Bull. Eng. Geol. Environ. 72 (3–4), 457–475.
- Bieniawski, Z.T., 1967. Mechanism of brittle fracture of rock. Part I-theory of the fracture process. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 4 (4), 395–406.
- Borovikov, V., Vanyagin, I., 1995. Modelling the Effects of Blasting on Rock Breakage. CRC Press.
- Chakraborty, S., Bisai, R., Palaniappan, S.K., Pal, S.K., 2019. Failure modes of rocks under uniaxial compression tests: an experimental approach. J. Adv. Geotech. Eng. 2 (3), 1–8.
- Chang, L., Konietzky, H., 2018. Application of the Mohr-Coulomb yield criterion for rocks with multiple joint sets using fast Lagrangian analysis of continua 2D (FLAC2D) software. Energies 11 (3). <https://doi.org/10.3390/en11030614>.
- Chróścielewski, J., Ferenc, T., Mikulski, T., Miśkiewicz, M., Pyrzowski, Ł., 2019. Numerical modeling and experimental validation of full-scale segment to support design of novel GFRP footbridge. Compos. Struct. 213, 299–307.
- Cieślak, J., 2007. Results of triaxial compression tests on LGOM sandstone and dolomite in the context of the elastic-plastic constitutive model selection. Arch. Min. Sci. 52 (3), 437–451.
- Cieślak, J., 2014. Onset of crack initiation in uniaxial and triaxial compression tests of dolomite samples. Studia Geotechnica Mech. 36 (1), 23–27.
- Donzé, F.V., Bouchez, J., Magnier, S.A., 1997. Modeling fractures in rock blasting. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 34 (8), 1153–1163.
- Geng, H., Xu, H., Gao, L., Chen, L., Wang, B., Zhao, X., 2018. Elastic modulus and strength of rock-like material with locked-in stress. Math. Probl. Eng. 2018 <https://doi.org/10.1155/2018/5320906>.
- Grady, D.E., Murri, W.J., Mahrer, K.D., 1976. Shock compression of dolomite. J. Geophys. Res. 81 (8), 889–893.
- Hackston, A., Rutter, E., 2016. The Mohr-Coulomb criterion for intact rock strength and friction - a re-evaluation and consideration of failure under polyaxial stresses. Solid Earth 7 (2), 493–508.
- Hallquist, J., 2006. LS-DYNA® Theory Manual. Livermore Software Technology Corporation.
- Handin, J., Heard, H.C., Magouirk, J.N., 1967. Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates. J. Geophys. Res. 72 (2), 611–640.
- Hanssen, A.G.G., Hopperstad, O.S.S., Langseth, M., Ilstad, H., 2002. Validation of constitutive models applicable to aluminium foams. Int. J. Mech. Sci. 44 (2), 359–406.
- Heard, H.C., Duba, A., Abey, A.E., Schock, R.N., 1973. Mechanical Properties of Blair Dolomite. California University, Livermore, California, USA. Technical Report.
- Holmquist, T.J., Johnson, G.R., Cook, W.H.H., 1993. A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates and high pressures. In: Proceedings of the 14th International Symposium, vol. 2. Warhead Mechanisms, Terminal Ballistics. American Defense Preparedness Association, pp. 591–600.
- Huang, X., Kong, X., Chen, Z., Fang, Q., 2020. A computational constitutive model for rock in hydrocode. Int. J. Impact Eng. 145, 103687. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103687>.
- Hudson, R., Ulusay, J.A., 2007. The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007–2014. Springer.
- Islam, M.J., Swaddiwudhipong, S., Liu, Z.S., 2013. Penetration of concrete targets using a modified Holmquist–Johnson–Cook material model. Int. J. Comput. Methods 9 (4), 1250056. <https://doi.org/10.1142/S0219876212500569>.
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.T., Zimmerman, R.W., 2007. Rock Mechanics, 4th ed. Blackwell Publishing.

- Jaime, M.C., 2011. Numerical Modeling of Rock Cutting and its Associated Fragmentation Process Using the Finite Element Method. PhD Thesis. University of Pittsburgh.
- Jankowiak, T., Rusinek, A., Voyiadis, G.Z., 2020. Modeling and design of SHPB to characterize brittle materials under compression for high strain rates. *Materials* 13 (9). <https://doi.org/10.3390/ma13092191>.
- Jiang, H., Zhao, J., 2015. Calibration of the continuous surface cap model for concrete. *Finite Elem. Anal. Des.* 97, 1–19.
- Kala, J., Hušek, M., 2016. Improved element erosion function for concrete-like materials with the SPH method. *Shock Vib.* 2016 <https://doi.org/10.1155/2016/4593749>.
- Kędzierski, P., Morka, A., Stanistawek, S., Surma, Z., 2019. Numerical modeling of the large strain problem in the case of mushrooming projectiles. *Int. J. Impact Eng.* 135, 103403. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.103403>.
- Kong, X., Fang, Q., Chen, L., Wu, H., 2018. Nonlocal formulation of the modified K&C model to resolve mesh-size dependency of concrete structures subjected to intense dynamic loadings. *Int. J. Impact Eng.* 122, 318–332.
- Kong, X., Fang, Q., Wu, H., Peng, Y., 2016. Numerical predictions of cratering and scabbing in concrete slabs subjected to projectile impact using a modified version of HJC material model. *Int. J. Impact Eng.* 95, 61–71.
- Kucewicz, M., Baranowski, P., Malachowski, J., 2020. Determination and validation of Karagozian-Case Concrete constitutive model parameters for numerical modeling of dolomite rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 129, 104302. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104302>.
- Kucewicz, M., Baranowski, P., Malachowski, J., Poplawski, A., Piatek, P., 2018. Modelling and characterization of 3D printed cellular structures. *Mater. Des.* 142, 177–189.
- Kulli, S., Sastri, V.R., 2018. A numerical modelling approach to assess the behaviour of underground cavern subjected to blast loads. *Int. J. Min. Sci. Tech.* 28 (6), 975–983.
- Kulatilake, P.H.S.W., Wu, Q., Yu, Z., Jiang, F., 2013. Investigation of stability of a tunnel in a deep coal mine in China. *Int. J. Min. Sci. Tech.* 23 (4), 579–589.
- Kurzawa, A., Pyka, D., Jamrozak, K., Bajkowski, M., Bocian, M., Magier, M., Koch, J., 2020. Assessment of the impact resistance of a composite material with EN AW-7075 matrix reinforced with α -Al₂O₃ particles using a 7.62 x 39 mm projectile. *Materials* 13 (3), 1–22.
- Larson, D.B., 1980. Shock wave studies in Blair dolomite. *J. Geophys. Res.* 85 (B1), 293–297.
- Li, H., Shi, G., 2016. Material modeling of concrete for the numerical simulation of steel plate reinforced concrete panels subjected to impacting loading. *J. Eng. Mater. Technol.* 139 (2), 021011 <https://doi.org/10.1115/1.4035487>.
- Liu, K., Zhang, Q.B., Zhao, J., 2018. Dynamic increase factors of rock strength. In: *Rock Dynamics - Experiments, Theories and Applications*. Taylor & Francis Group, pp. 169–174.
- Lu, G., Li, X., Wang, K., 2012. A numerical study on the damage of projectile impact on concrete targets. *Comput. Concr.* 9 (1), 21–33.
- Machel, H.G., Mountjoy, E.W., 1986. Chemistry and environments of dolomitization - a reappraisal. *Earth Sci. Rev.* 23 (3), 175–222.
- Mahanta, B., Tripathy, A., Vishal, V., Singh, T.N., Ranjith, P.G., 2017. Effects of strain rate on fracture toughness and energy release rate of gas shales. *Eng. Geol.* 218, 39–49.
- Mardalizad, A., Caruso, M., Manes, A., Giglio, M., 2019. Investigation of mechanical behaviour of a quasi-brittle material using Karagozian and Case concrete (KCC) model. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.* 11 (6), 1119–1137.
- Mardalizad, A., Manes, A., Giglio, M., 2017. The numerical modelling of a middle strength rock material under flexural test by finite element method-coupled to-SPH. *Procedia Struct. Integr.* 3, 395–401.
- Maričić, A., Starčević, K., Barudžija, U., 2018. Physical and mechanical properties of dolomites related to sedimentary and diagenetic features - case study of the upper triassic dolomites from Medvednica and Samobor Mts., NW Croatia. *Min. Geol. Petrol. Eng. Bull.* 33 (3), 33–44.
- Mayer, P., Pyka, D., Jamrozak, K., Pach, J., Bocian, M., 2019. Experimental and numerical studies on ballistic laminates on the polyethylene and polypropylene matrix. *J. Mech.* 35 (2), 187–197.
- Meyer, C.S., 2011. Development of Geomaterial Parameters for Numerical Simulations Using the Holmquist-Johnson-Cook Constitutive Model for Concrete. Army Research Laboratory. Technical Report.
- Migueis, G.F.J., Fernandes, F.A.O., Ptak, M., Ratajczak, M., Alves de Sousa, R.J., 2019. Detection of bridging veins rupture and subdural haematoma onset using a finite element head model. *Clin. BioMech.* 63, 104–111.
- Mishra, S., Meena, H., Chakraborty, T., Chandel, P., Singh, M., 2017. High strain rate characterization of Himalayan dolomite. *Procedia Eng.* 173, 822–829.
- Mogi, K., 1971. Fracture and flow of rocks under high triaxial compression. *J. Geophys. Res.* 76, 1255–1269.
- Pająk, M., Janiszewski, J., Kruszka, L., 2019. Laboratory investigation on the influence of high compressive strain rates on the hybrid fibre reinforced self-compacting concrete. *Construct. Build. Mater.* 227, 116687. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116687>.
- Peng, J., Wong, L.N.Y., Teh, C.L., Li, Z., 2018. Modeling micro-cracking behavior of Bukit Timah granite using grain-based model. *Rock Mech. Rock Eng.* 51 (1), 135–154.
- Phang, M.K., Simpson, T.A., Brown, R.C., 1983. Investigation of Blast-Induced Underground Vibrations from Surface Mining. National Institute for Occupational Safety and Health. Technical Report.
- Pittet, C., Lemaître, J., 2000. Mechanical characterization of brushite cements: a Mohr circles' approach. *Int. J. Biomed. Mater. Res.* 53 (6), 769–780.
- Podgórski, J., 2017. The criterion for determining the direction of crack propagation in a random pattern composites. *Meccanica* 52 (8), 1923–1934.
- Polanco-Loria, M., Hopperstad, O.S., Børvik, T., Berstad, T., 2008. Numerical predictions of ballistic limits for concrete slabs using a modified version of the HJC concrete model. *Int. J. Impact Eng.* 35 (5), 290–303.
- Rajabzadeh, M.A., Moosavinasab, Z., Rakhshandehroo, G., 2012. Effects of rock classes and porosity on the relation between uniaxial compressive strength and some rock properties for carbonate rocks. *Rock Mech. Rock Eng.* 45 (1), 113–122.
- Ren, G.M., Wu, H., Fang, Q., Kong, X.Z., 2017. Parameters of Holmquist–Johnson–Cook model for high-strength concrete-like materials under projectile impact. *Int. J. Prot. Struct.* 8 (3), 352–367.
- Sandier, I.S., DiMaggio, F.L., Baladi, G.Y., 1974. A Generalized Cap Model for Geological Materials. Defense Nuclear Agency. Technical Report.
- Schwer, L.E., Murray, Y.D., 2002. Continuous surface Cap model for geomaterial modeling: a new LS-DYNA material type. In: *Proceedings of the 7th International LS-DYNA Users Conference*, pp. 35–50.
- Shah, S., Swartz, S., Ouyang, C., 1995. *Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials*. Wiley.
- Shang, J.L., Shen, L.T., Zhao, J., 2000. Hugoniot equation of state of the Bukit Timah granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 37 (4), 705–713.
- Soga, K., Kumar, K., Biscontin, G., Kuo, M., 2014. *Geomechanics from Micro to Macro*. CRC Press.
- Sun, S., Sun, H., Wang, Y., Wei, J., Liu, J., Kanungo, D.P., 2014. Effect of the combination characteristics of rock structural plane on the stability of a rock-mass slope. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 73 (4), 987–995.
- Wang, F., Wang, M., Nezhad, M.M., Qiu, H., Ying, P., Niu, C., 2019. Rock dynamic crack propagation under different loading rates using improved single cleavage semi-circle specimen. *Appl. Sci.* 9 (22) <https://doi.org/10.3390/app9224944>.
- Wang, J., Yin, Y., Esmaeili, K., 2018. Numerical simulations of rock blasting damage based on laboratory-scale experiments. *J. Geophys. Eng.* 15 (6), 2399–2417.
- Wang, W., Zhang, S., Li, H., Gong, S., Liu, Z., 2019. Analysis of the dynamic impact mechanical characteristics of prestressed saturated fractured coal and rock. *Adv. Civ. Eng.* 2019 <https://doi.org/10.1155/2019/5125923>.
- Wang, Z., Li, Y., Shen, R.F., 2007. Numerical simulation of tensile damage and blast crater in brittle rock due to underground explosion. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 44, 730–738.
- Zhang, L., Yu, W., 2017. Constitutive modeling of damageable brittle and quasi-brittle materials. *Int. J. Solid Struct.* 117, 80–90.



Michał Kucewicz obtained his BSc and MSc degrees in Military University of Technology in Warsaw, Poland, in 2015 and 2017, respectively, and began to pursue his PhD at the Faculty of Mechanical Engineering in the same university in 2017. He is interested in numerical modeling of materials (metals, thermoplastics, composites and rock/concrete media) and structures (mostly manufactured with three-dimensional printing technology) at static and strongly dynamic loading conditions. He has been participated in several national and European projects related to safety and underground engineering. He has published 9 research articles in top international journals and various conference proceedings.



Contents lists available at ScienceDirect

International Journal of Impact Engineering

journal homepage: www.elsevier.com/locate/ijimpeng

Fracture and fragmentation of dolomite rock using the JH-2 constitutive model: Parameter determination, experiments and simulations



Paweł Baranowski^a, Michał Kucewicz^a, Roman Gieleta^a, Michał Stankiewicz^a,
Marcin Konarzewski^a, Paweł Bogusz^a, Mateusz Pytlik^b, Jerzy Małachowski^{a,*}

^a Military University of Technology, Faculty of Mechanical Engineering, Institute of Mechanics & Computational Engineering, 2 Gen. S. Kaliskiego Street, 00-908 Warsaw, Poland

^b Central Mining Institute, Conformity Assessment Body, 40-166 Katowice, Poland

ARTICLE INFO

Keywords:

JH-2 constitutive model
Rock
Blasting
Fragmentation
Damage

ABSTRACT

The paper presents a procedure for determining Johnson-Holmquist II (JH-2) model parameters for dolomite rock. The constants were determined based on experiments supplemented with literature data. The parameters responsible for damage and fracture were iteratively obtained based on a proposed drop-weight impact laboratory stand method and numerical simulations. The results demonstrated that some material parameters are dependent on the element dimensions and should be adjusted depending on the problem scale and geometry. In the next step, a numerical blast loading simulation was conducted to analyze the influence of mesh properties. Finally, the JH-2 model for the dolomite rock was verified, and the corresponding parameters were implemented to simulate rock fragmentation. Comparisons with actual tests proved that the model is efficient and accurate for simulating blasting followed by fracture and fragmentation of dolomite rock.

1. Introduction

Upon detonation of a high explosive (HE) material, the solid explosive material is transformed into a highly compressed gaseous medium. This transformation is accompanied by the rapid generation of pressure, with pressure values reaching a few GPa and velocity within the range of 1000–10,000 m/s [1]. This explosion phenomenon is useful in civil engineering or mining for controlled rock removal or fragmentation. In the Polish mining industry, blasting techniques are commonly used to excavate copper ore from rock materials, especially dolomite, depending on the mine location. The process of copper acquisition (extraction) starts with drilling holes in the mining face. Then, an emulsion HE is placed inside selected holes. Finally, the blasting procedure starts with the chosen detonation sequence, causing propagation of the shock wave in the mining face and fracturing and fragmentation of the rock. The effectiveness of this process is influenced by several key factors, including the number and position of the drilled blast holes, the delay intervals, the amount of HE used and the behavior and response of the rock itself. Because field data are very limited and primarily focus on rock fragmentation, optimization of the blasting process is extremely difficult. Therefore, the use of numerical methods

and hydrocodes to simulate and predict rock behavior under fracture and fragmentation is fully justified.

The problem of rock blasting modeling and simulation has been investigated by many scientists [2–6]. Problems ranging in scale from small-scale blasting testing [3,4,7–12] to bench and cutting blasting [2,6,9,13] and large-scale modeling and simulation, including mines [9,14–16], have been taken into consideration. However, regardless of the scale of the problem, in all studies, rock behavior needs to be reproduced. Thus, a proper and efficient constitutive model that captures as many physical and mechanical properties of the material as possible is required.

Among available constitutive models, the Johnson–Holmquist II (JH-2) model was developed to reproduce the behavior of mainly brittle materials under dynamic or impact loading conditions. The JH-2 constitutive model considers pressure, volume and strain rate dependency. Moreover, softening can be applied. This model is very effective and is widely used in studies of blasting, fragmentation and other strongly dynamic phenomena [7,12,17–22]. JH-2 constitutive model parameters have been determined for rocks (mainly granite) [7,21,23], ceramics [18,24] and glass [19,25], but parameters have not been estimated for dolomite, which is the main aim of the present study.

* Corresponding author.

E-mail addresses: pawel.baranowski@wat.edu.pl (P. Baranowski), michal.kucewicz@wat.edu.pl (M. Kucewicz), roman.gieleta@wat.edu.pl (R. Gieleta), michal.stankiewicz@wat.edu.pl (M. Stankiewicz), marcin.konarzewski@wat.edu.pl (M. Konarzewski), pawel.bogusz@wat.edu.pl (P. Bogusz), mpytlik@gig.eu (M. Pytlik), jerzy.malachowski@wat.edu.pl (J. Małachowski).

<https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103543>

Received 7 October 2019; Received in revised form 26 January 2020; Accepted 20 February 2020

Available online 24 February 2020

0734-743X/ © 2020 Elsevier Ltd. All rights reserved.

The determination of JH-2 parameters is not an easy and straightforward task and requires several experimental tests for calibration, as noted by many researchers [18,19,21,26]. Some parameters are either impossible or difficult to obtain empirically. The aim of this paper is to present a procedure based mainly on experimental data without too many assumptions or approximations. However, neither the fracture nor damage parameters could be obtained explicitly, and therefore a laboratory test was proposed to determine these parameters easily using experimental results and numerical simulations. Additionally, the influence of mesh size was analyzed, which demonstrated that some material parameters are strongly dependent on the element dimensions and should be adjusted depending on the problem scale and geometry. In the next step, the influence of mesh size was analyzed in a numerical test of blast loading simulations using a cylindrical model of a rock with a central hole filled with HE. Ultimately, the JH-2 model for dolomite was verified by comparing the results of simulations of rock fragmentation with actual outcomes. The proposed methodology and experimental set-up may also be effective for determining JH-2 parameters of other brittle materials.

The remainder of this paper is structured as follows. Section 2 provides a brief description of the investigated dolomite rock. In Section 3, the JH-2 constitutive model is described, and in Section 4 the procedure for JH-2 parameter determination is presented and discussed. Calibration and verification of the JH-2 model for dolomite are detailed in Section 5, and the final section provides the conclusions.

2. Dolomite characterization

The main aim of the paper is to investigate the possibility of modeling and simulating dolomite fracture and fragmentation. The examined dolomite is located in Polish underground mines owned by the company KGHM. Dolomite is generally formed as a result of direct crystallization of dolomite minerals in highly saline water reservoirs in the presence of CO₂ and organic matter. Dolomite can also result from dolomitization, a process that involves replacing calcium with magnesium in limescale deposits. The dolomite consists of more than 21% MgO, 30% CaO and more than 47% CO₂. Based on these proportions, the dolomite is a monomineralic rock [27]. To obtain basic physical and mechanical data of the investigated dolomite, a series of different experimental tests ranging from quasi-static to dynamic under both tension and compression conditions were carried out using a universal strength machine and split Hopkinson pressure bar (SHPB). The experiments are not described in detail, but the evaluated mechanical properties are summarized in Table 1.

Table 1
Physical and mechanical properties of dolomite.

Experimental test	Parameter	Value	Unit
–	Density, ρ	2840.0	kg/m ³
–	Poisson's ratio, ν	0.24	–
–	Bulk modulus, K_I	30,834.0	MPa
–	Shear modulus, G	19,059.0	MPa
Uniaxial compression test	Elastic modulus*, E	47,410.0	MPa
	Static uniaxial compressive strength*, UCS_S	215.6	MPa
Brazilian static test	Static uniaxial tensile strength*, UTS_S	4.4	MPa
Brazilian dynamic test	Dynamic uniaxial tensile strength*, UTS_D	44.6	MPa
Triaxial test, $\sigma_2 = \sigma_3 = 10.0$ MPa	Triaxial compressive strength*, TCS_1	225.6	MPa
Triaxial test, $\sigma_2 = \sigma_3 = 17.5$ MPa	Triaxial compressive strength*, TCS_2	266.7	MPa
Triaxial test, $\sigma_2 = \sigma_3 = 25.0$ MPa	Triaxial compressive strength*, TCS_3	258.5	MPa
SHPB test	Dynamic uniaxial compressive strength*, UCS_D	260.8	MPa

* averaged values from a series of specimens

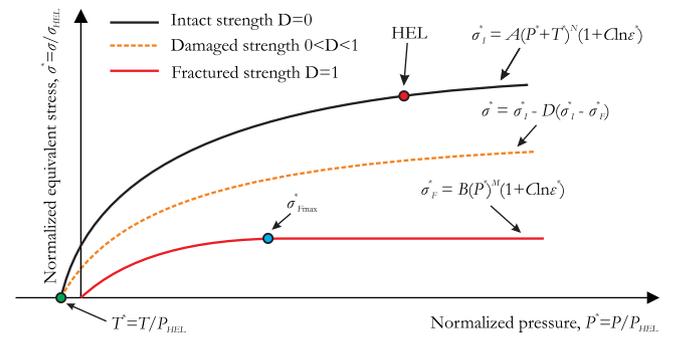


Fig. 1. Intact, damaged and fractured surfaces described by the JH-2 constitutive model.

3. JH-2 constitutive model characterization

3.1. Material strength description

The JH-2 model is based on the relation between normalized values of equivalent stress and pressure. The model is described by three surfaces representing intact, damaged and fractured states of the material (Fig. 1). The normalized intact strength of the material presented in Fig. 1 is described using the following formula [17–19,28]:

$$\sigma^*_I = A(P^* + T^*)^N(1 + C \cdot \ln \dot{\epsilon}^*) \quad (3.1)$$

where $\sigma^*_I = \sigma_I / \sigma_{HEL}$ is the normalized intact strength (σ_I is the current equivalent stress, and σ_{HEL} is the equivalent stress at the Hugoniot elastic limit (HEL)); A , N are intact material constants; C is the strain rate coefficient; $P^* = P / P_{HEL}$ is the normalized hydrostatic pressure (P is the current hydrostatic pressure, and P_{HEL} is the pressure at HEL); $T^* = T / P_{HEL}$ is the normalized maximum tensile hydrostatic pressure; and $\dot{\epsilon}^* = \dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_0$ is the dimensionless strain rate ($\dot{\epsilon}$ is the current equivalent strain rate, and $\dot{\epsilon}_0 = 1.0 s^{-1}$ is a reference strain rate).

The damaged material is represented by the dashed line in Fig. 1, and its normalized strength is given by the following [17–19,28]:

$$\sigma^*_D = \sigma^*_I - D(\sigma^*_I - \sigma^*_F) \quad (3.2)$$

where D is a damage factor with a value between 0.0 and 1.0. The normalized fractured strength of the material is represented by σ^*_F and is described using the following formula [17–19,28]:

$$\sigma^*_F = B(P^*)^M(1 + C \cdot \ln \dot{\epsilon}^*) \quad (3.3)$$

where B , M are fractured material constants.

In Fig. 1, σ^*_{FMax} which represents the maximum value of σ^*_F , is given. This parameter gives the possibility of controlling the upper limit of the fractured strength. The abovementioned formulas characterize the behavior of the material described by the JH-2 constitutive model. When the current value of equivalent stress is larger than σ^*_I , the

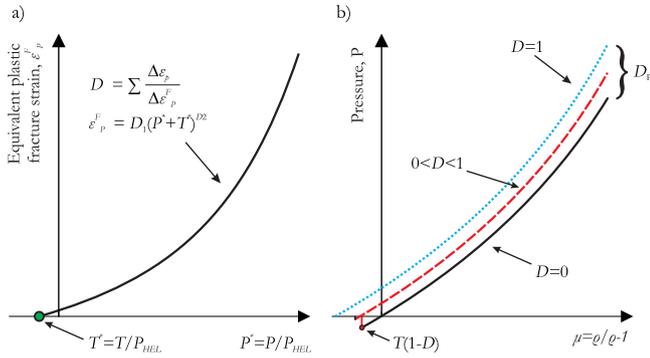


Fig. 2. Description of a) damage and b) equation of state in the JH-2 constitutive model.

material starts to deform plastically (Eq. (3.1)). As the damage in the material accumulates, its strength decreases until it reaches damage surface σ^*_D (Eq. (3.2)). In this state, the material is partially damaged ($0.0 \leq D \leq 1.0$). The softening continues until the material is fully damaged, which means that the value of damage parameter D equals 1.0 and the material is characterized by a fractured surface (Eq. (3.3)).

3.2. Material damage description

The curve representing the nonlinear increase in damage of the material described by the JH-2 model is presented in Fig. 2a. As described above, the status of the material changes from intact to fractured due to plastic deformation, which depends on pressure. In this case, the equivalent fracture plastic strain ϵ_p^F is given by the following [17–19,28]:

$$\epsilon_p^F = D_1(P^* + T^*)^{D_2} \quad (3.4)$$

where D_1, D_2 are damage constants.

As the plastic deformation increases, damage accumulates in the material. The damage value can be calculated as follows [17–19,28]:

$$D = \sum \frac{\Delta \epsilon_p}{\Delta \epsilon_p^F} \quad (3.5)$$

where $\Delta \epsilon_p$ is the increment of the equivalent plastic strain during a calculation cycle.

3.3. Material equation of state (EOS) description

In the JH-2 constitutive model, the polynomial EOS defining the relationship between hydrostatic pressure P and volumetric strain μ is implemented (Fig. 2b). For the intact material, the polynomial equation is given by the following [17–19,28]:

$$P = K_1\mu + K_2\mu^2 + K_3\mu^3 \quad (3.6)$$

As the level of damage in the material increases, incremental pressure ΔP is added to the EOS. The value of this additional pressure changes from $\Delta P = 0$ when $D = 0$ to $\Delta P = \Delta P_{max}$ when $D = 1$. The increase in ΔP is due to the conversion of the decrease in the incremental elastic internal energy to potential internal energy. The fraction of elastic energy loss converted to potential internal energy is controlled by bulk factor β with a value between 0.0 and 1.0. The polynomial EOS with the added incremental pressure is as follows [17–19,28]:

$$P = K_1\mu + K_2\mu^2 + K_3\mu^3 + \Delta P \quad (3.7)$$

When tensile pressure occurs, the polynomial EOS changes to

$$P = K_1\mu \quad (3.8)$$

where K_1, K_2, K_3 are EOS constants (K_1 is the bulk modulus of the material) and

$$\mu = \rho/\rho_0 - 1 \text{ is the volumetric strain } (\rho \text{ is the current density, and } \rho_0$$

is the reference density).

4. JH-2 parameters determination

4.1. Determination of pressure parameters

According to the original papers by Johnson and Holmquist [17–19,28], a pressure-volume relationship should be determined using data obtained from experimental tests in which a one-dimensional state occurs. Additionally, high-pressure data are acquired from planar plate impact tests, e.g. a flyer plate impact test [29–32]. The corresponding testing procedures are complicated and difficult due to the sophisticated conditions and the need to determine the pressure and deviatoric components of the net stress [20]. Therefore, one of several approaches is usually adopted to determine the constants in the polynomial EOS. Wang et al. proposed an analytical method based on fundamental experimental data [12,23]. Alternatively, an incremental approach using coupling between the experimental and numerical data can be implemented until similar values of the measured pressure are obtained in both cases [7,8]. Finally, the constants K_2, K_3 and μ are fit to planar impact experimental data [18,19,21,33].

In the present paper, the latter approach was adopted based on the availability of high-pressure data for dolomite [29,34–37]. The fitted constants of the EOS for a given series of data are presented in Fig. 3. The model provides a satisfactory fit to the data, with the following constants: $K_1 = 31.0$ GPa, $K_2 = 700.0$ GPa, $K_3 = 5650.0$ GPa.

4.2. Determination of the HEL

The HEL is one of the most critical experimental data. It comprises pressure and deviatoric components and represents the point at which a shock wave exceeds the elastic limit of the material in the one-dimensional state. The HEL is determined through the abovementioned planar impact test. Such a test was not conducted in the present study; instead, literature data were used, and an HEL value of 2.75 GPa was taken as the average of the data reported by Petersen [37] and Grady [29,38] for Blair dolomite. In addition, the components of pressure P_{HEL} and deviatoric stress σ_{HEL} were determined according to the following equation:

$$HEL = P_{HEL} + \frac{2}{3}\sigma_{HEL}. \quad (4.1)$$

The values of P_{HEL} and σ_{HEL} were obtained using the procedure described in several papers for JH-2 parameter determination [7,18,23,33]. In the first step, the volumetric strain at the HEL was determined using the following equation:

$$HEL = K_1\mu_{HEL} + K_2\mu_{HEL}^2 + K_3\mu_{HEL}^3 + \frac{4}{3}G \frac{\mu_{HEL}}{1 + \mu_{HEL}}. \quad (4.2)$$

By substituting HEL, K_1, K_2 and G into Eq. (4.2), the volumetric strain at HEL, $\mu_{HEL} = 0.0326$, was obtained and substituted into

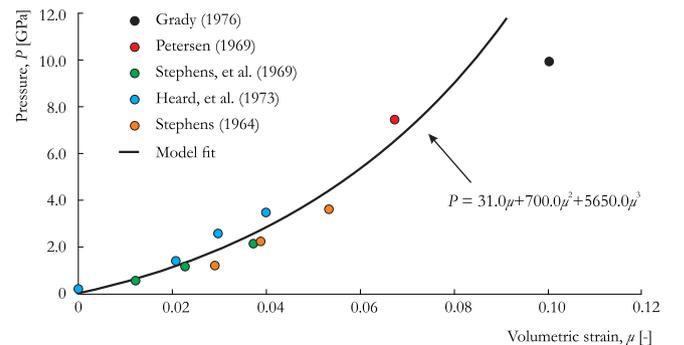


Fig. 3. Fitted curve of EOS and test data for dolomite.

Eq. (3.6) to obtain $P_{HEL} = 1.95$ GPa. Eventually, the deviatoric stress component, $\sigma_{HEL} = 1.21$ GPa, was obtained by solving Eq. (4.1).

4.3. Determination of the strain rate parameters

The first step in determining the strain rate constant C is to calculate the maximum hydrostatic tensile pressure T . The value of T cannot be determined directly from experimental tests. However, according to previous work [18,20,23], T can be calculated based on the spall strength in planar impact tests. As noted above, such tests were not performed in this study, and a spall strength of $T_{spall} = 47.0$ MPa measured for Blair dolomite was taken from the paper by Grady and Hollenbach [39]. This value of T_{spall} is close to the dynamic uniaxial tensile strength obtained for the investigated dolomite using the dynamic Brazilian test ($UTS_D = 44.6$ MPa). Using the equations of elasticity for one-dimensional strain, the pressure P_{spall} and σ_{spall} can subsequently be obtained [20,23] using the known constants (T_{spall} ν):

$$P_{spall} = \frac{T_{spall}}{3} \left(\frac{1 + \nu}{1 - \nu} \right) \quad (4.3)$$

$$\sigma_{spall} = T_{spall} \left(\frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \right) \quad (4.4)$$

Thus, the normalized values can easily be calculated: $P_{spall}^* = P_{spall}/P_{HEL} = 0.0133$ and $\sigma_{spall}^* = \sigma_{spall}/\sigma_{HEL} = 0.0088$. The normalized hydrostatic tensile pressure T^* was then obtained based on the methodology of Johnson and Holmquist [20]. This technique uses Eq. (3.1), which describes the intact strength of the material. The initial constants A , N and T^* were fit so that the curve crossed the HEL and the points representing the dynamic uniaxial compressive strength and the spall strength components determined earlier. Ultimately, the normalized hydrostatic tensile pressure was determined as $T^* = 0.015$ and $T = T^*P_{HEL} = 29.2$ MPa.

Using these data, the strain rate constant C , which influences both the intact and fracture states of the material, can be determined. Although for brittle materials increased strength is mainly due to the pressure effect [18,23,40], the strain rate effect should be also included when dealing with strongly dynamic phenomena, e.g., high-velocity impact or blasting and fragmentation. According to some papers [17–19,25,28], the strain rate constant C can be directly calculated from uniaxial-compression experimental data taken from stress measurements at different strain rates. The accuracy of the strain rate effect obtained increases with the amount of experimental data [25]. Therefore, in the present paper, dolomite strengths at different strain rates taken from experimental tests were used (Table 2), and five representative tests were considered.

In Fig. 4, five strengths of dolomite are presented with the corresponding strain rates. The maximum hydrostatic tensile pressure, $T = 29.2$ MPa, is also included. Straight lines are drawn from T through each point representing the material strength at a different strain rate. Each line has a different slope, which represents the strain rate effect on the material. Additionally, the line corresponding to a stress-to-pressure ratio of 1:3 is shown, and by definition, the experimental data must fall on the line.

To remove the influence of pressure, the plotted data were normalized to a constant pressure $P_{const} = 71.8$ MPa, which corresponds to

Table 2
Uniaxial compressive results for dolomite.

Test no.	Uniaxial compressive strength [MPa]	True strain rate [1/s]
1	216.0	0.00024
2	277.0	65.0
3	286.0	78.0
4	295.0	94.0
5	321.0	124.0

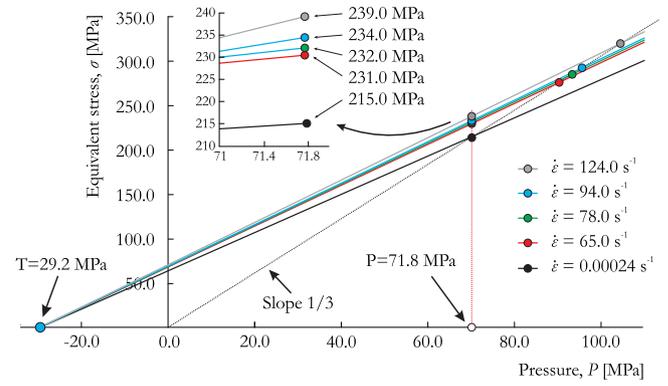


Fig. 4. Strain rate sensitivity of dolomite: strength normalization.

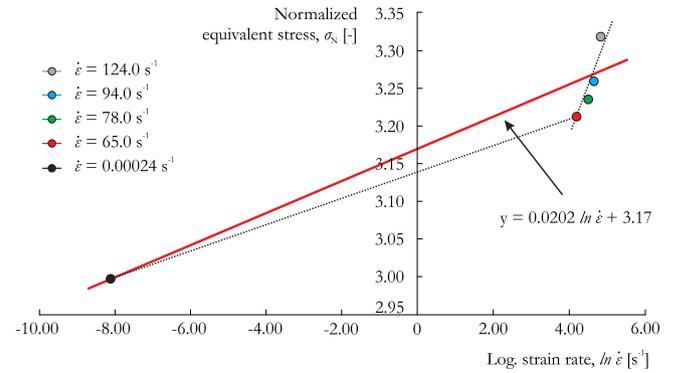


Fig. 5. Strain rate constant determination.

the point of intersection of the 1:3 curve with the line that starts at T and crosses the uniaxial compressive strength (UCS) taken from the quasi-static test. The obtained normalized data including the corresponding strain rates are presented in Fig. 5. To find the strain rate parameter C , a straight line was drawn through the data. As a result, $C = 0.02$ was obtained and used in further steps of JH-2 parameter determination.

4.4. Determination of intact strength

Similar to polynomial EOS determination, the constant required for describing the intact strength of the material can be obtained using two approaches. The first method uses normalized experimental data covering tension and compression tests within quasi-static and dynamic regimes [17–19,25,28]. The second procedure for fitting the intact strength model is to implement the Hoek-Brown criterion, which was originally developed for estimating strengths of hard rock masses [41]. This latter approach has been adopted in several papers on rock modeling employing the JH-2 constitutive model [7,8,23,25,33]. In the present paper, the intact strength model representation was obtained by using the parameters obtained earlier, i.e., T^* and C , and fitting the A and N constants from Eq. (3.1) to the experimental data for dolomite presented in Tables 1 and 2. The intact strength curve should cross the HEL and representative strength data [19,20]. Using this procedure, constants $A = 0.78$ and $N = 0.45$ were obtained. The JH-2 model in the intact state is presented in Fig. 6 for three different strain rates: quasi-static (0.00024 1/s), the SHPB test (124.0 1/s), and the flyer-impact test from which the HEL was determined (10^5 1/s). The fractured state is also included, and the procedure for determining the constants required for describing both the fracture and damage is discussed in further sections of the paper.

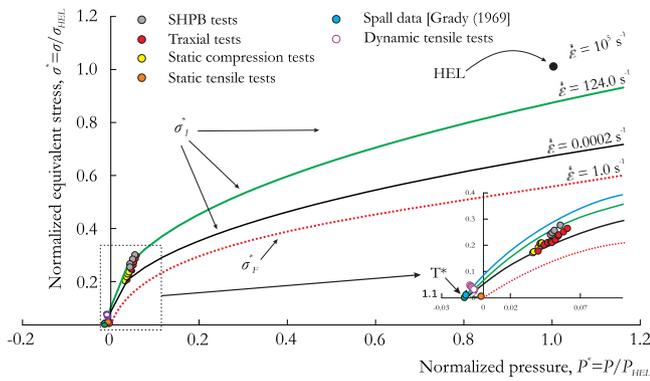


Fig. 6. Fitted JH-2 model and test data of dolomite.

4.5. Determination of fracture strength and damage

It is difficult to determine the damage and fracture material constants. Some experimental tests for granite [42], marble [43], soda-lime glass [44] or B₄C ceramics [45,46] can be found in the literature. However, interpretation of the results is questionable, and evaluating the constants directly from the testing data is problematic. Therefore, a laboratory test is proposed to easily determine the constants responsible for fracture strength and damage. Additionally, numerical simulations of the actual tests were carried out, and the abovementioned constants were determined (see Section 5).

5. Calibration and verification of the JH-2 model

Future studies will include implementation of the JH-2 constitutive model of dolomite in further numerical simulations of parallel hole cut blasting, where a proper representation of fracture, cracking and fragmentation is crucial. Therefore, the authors assumed that the JH-2 material model incorporating the constants derived based on the tests described below would take into account these elements.

Three tests were carried out: a dynamic drop-weight impact test, a blast loading test and a fragmentation test. The JH-2 parameters obtained for the dolomite are summarized in Table 3. To calibrate the fracture and damage constants, i.e., *B*, *M*, *SFMAX*, *D₁* and *D₂*, dynamic drop-weight impact tests using a ball bearing were performed with the use of a laboratory stand. This stand makes it relatively easy to investigate the global material response due to compression loading as

Table 3
Material properties for the JH-2 constitutive model for dolomite.

Parameter	Value	Unit
Density, ρ	2840.0	kg/m ³
Poisson's ratio, ν	0.24	-
Bulk modulus, K_1	30,834.5	MPa
Shear modulus, G	19,059.6	MPa
Elastic modulus, E	47,410.3	MPa
Hugoniot elastic limit, HEL	2750.0	MPa
HEL pressure, P_{HEL}	1945.0	MPa
Maximum tensile strength*, T	29.2	MPa
Intact strength coefficient, A	0.78	-
Fractured strength coefficient, B	0.65	-
Strain rate coefficient, C	0.02	-
Intact strength exponent, N	0.45	-
Fractured strength exponent, M	0.45	-
Bulk factor, β	1.0	-
Damage coefficient, D_1	0.001	-
Damage coefficient, D_2	1.15	-
Pressure coefficient 2, K_2	700,000.0	MPa
Pressure coefficient 3, K_3	5,650,000.0	MPa
Maximum normalized fracture strength, σ^*_{max}	0.35	-

* value should be adjusted based on mesh size

well as fracture and fragmentation resulting from the tensile wave generated by the impact. The proposed experimental approach is similar to those presented in the literature [19–21,26]; however, both the fracture characteristics and the force response of the material are compared with finite element analysis (FEA). Next, the influence of the mesh size was numerically analyzed in the blast loading test using a cylindrical rock in which the central hole was filled with HE. Finally, fragmentation tests were conducted and simulated to verify the JH-2 model for dolomite.

5.1. Drop-weight impact test: fracture strength and damage

5.1.1. Experimental procedure

The dynamic drop-weight impact tests using a ball bearing were performed with the use of a laboratory stand as illustrated in Fig. 7. A series of five specimens with a diameter and height equal to 50.0 mm were tested. The force measurement was carried out with a Piezotronics M200C50 piezoelectric force sensor installed directly above the cylindrical impactor striking the sample and connected to a Vibamp PA-16000D signal conditioner from EC Electronics. Displacement was measured with a Keyence LKG-502 laser displacement sensor. The test stand was equipped with an automatic system for both measuring and setting the drop height. The data from the sensors were collected, synchronized and saved using a laptop computer with dedicated control software and a NI USB 6361 data acquisition device from National Instruments. The test stand design permitted the installation of impactors with various types of tips. In the present research, a tip fabricated from maraging steel with a diameter of 25.0 mm and a height of 51.0 mm was used. The mass of the impactor was 13.6 kg, and the impact force was transferred pointwise to the test sample by a ϕ 5.5 mm ball bearing set on the upper surface of the sample. Based on the preliminary experimental tests, various heights were tested in order to find an energy value at which fracture of the specimens was observed. Based on these tests, an energy of 14.0 J was considered, and additional tests were conducted at 18.7 J. The conditions of each test are presented in Table 4.

5.1.2. Numerical modeling

The abovementioned tests were simulated using an explicit LS-Dyna commercial hydrocode with Multi Parallel Processing (MPP) [47–50,65,66]. The specimen was inserted between two rigid walls representing the surfaces of the crosshead and the impactor (Fig. 8). The ball bearing was placed between the moving non-deformable wall and the specimen. To reproduce the loading conditions of the actual tests, a corresponding mass and an initial velocity were specified for the moving rigid wall. Because the behavior of the specimen did not differ significantly between the two energies in the experimental tests, an average value of the drop energy was considered, resulting in a rigid-wall mass and velocity equal to 13.6 kg and 1.524 m/s, respectively.

Both the specimen and the ball bearing were modeled using brick FEs with one and eight integration points. The interaction between the parts was defined using a penalty function approach without any friction [47]. The specimen was modeled using the JH-2 constitutive model in which the constants responsible for fracture strength (*B*, *M*) and damage (*D₁*, *D₂*) were correlated in order to reproduce the material behavior as closely to the actual outcomes as possible. A sensitivity study was also performed using mesh densities from 0.3 mm to 1.0 mm. Thus, eight different cases were considered (Fig. 8). After the actual tests, the ball bearings remained intact. Therefore, during the numerical simulations, fully isotropic elastic properties were considered for a ball bearing with the following properties: $E_{steel} = 210.0$ GPa, $\rho_{steel} = 7850.0$ kg/m³, and $\nu = 0.3$.

5.2. Blast loading test

To simulate the blast loading test, the same MPP LS-Dyna hydrocode

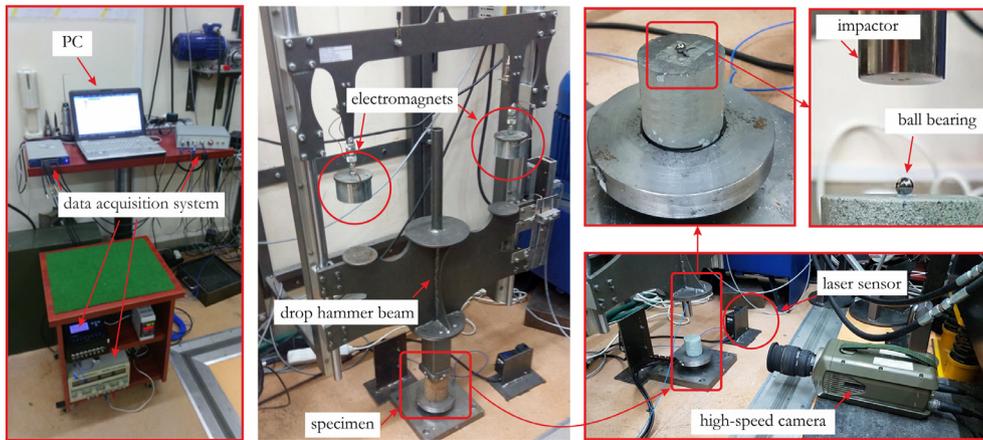


Fig. 7. Experimental set-up of the drop-weight impact for testing the dolomite specimen.

Table 4
Parameters of the experimental drop-weight tests.

Specimen no.	Impactor mass [kg]	Drop height [mm]	Drop energy [J]
1	13.6	105.0	14.0
2	13.6	105.0	14.0
3	13.6	105.0	14.0
4	13.6	140.0	18.7
5	13.6	140.0	18.7
Average	13.6	122.5	13.4

used for the correlation analyses was adopted. The main purpose of this test was to assess the influence of mesh size on the damage and fracture of a dolomite rock subjected to blast loading. A quasi 2D model comprising a 2.0-mm section of a cylindrical specimen with a diameter of 1600.0 mm and a central blast hole with a diameter of 30.0 mm was considered. Other researchers have reported similar tests at smaller scales [3,7,8,12]. The dimensions were selected to reflect a similar scale of the fragmentation test described in Section 5.3; however, the FE model of the rock sample was developed using one layer of hexagonal elements that were triangular- and square-shaped in plane, which drastically reduced the computational time. The finest mesh, which was the maximum mesh in the FEA of the actual drop-weight impact test, had an average element size of 1.0 mm. The coarsest mesh size was 9.0 mm. The main assumption in developing the models was to reflect identical initial and boundary conditions for each case; i.e., the area within the blast hole and the HE were unchanged in each case. The HE was described with a regular grid of smooth particle hydrodynamics (SPH) particles. A penalty-based node-to-surface contact was introduced to simulate the interaction between the SPH part and the FEM rock sample [47]. Generation of a blast wave was modeled using the

Jones-Wilkins-Lee (JWL) equation of state and MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN (HEB). The equation describing the behavior of detonation products has the following form [47]:

$$p = A_{HE} \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B_{HE} \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega E_0}{V} \quad (5.1)$$

where $V = \rho_0 / \rho$; ρ_0 is the initial density of the HE; ρ is the actual density of the HE;

E_0 is the detonation energy per unit volume and the initial value of E of the HE; and A_{HE} , B_{HE} , R_1 , R_2 , and ω are empirical constants determined for a specific type of explosive material based on experiments [51] using the Gurney energy, detonation pressure and explosion heat.

All required parameters of the HE used in the mining industry were defined based on the results of a so-called cylindrical test (Table 5). A detailed description of the test procedure can be found in [51].

The FEM-SPH model for the blasting test is presented in Fig. 9. To reflect symmetrical conditions (slice of the whole cylindrical rock sample), the Z-displacement was fixed on the external walls of the FE, and a non-reflecting boundary condition was applied for the SPH particles.

5.3. Fragmentation test

5.3.1. Experimental procedure

During the validation stage of the JH-2 constitutive model of dolomite, a blast fragmentation test was carried out. For this purpose, a blast hole with a diameter of 30.0 mm and depth of 430.0 mm was drilled in a selected piece of dolomite. In the bottom of the hole, an emulsion HE with a mass of 10.0 g was inserted. Then, the blast hole was filled with stemming. Some of the physical properties of the HE are presented in Table 5. The rock had a volume of approximately 0.472 m³

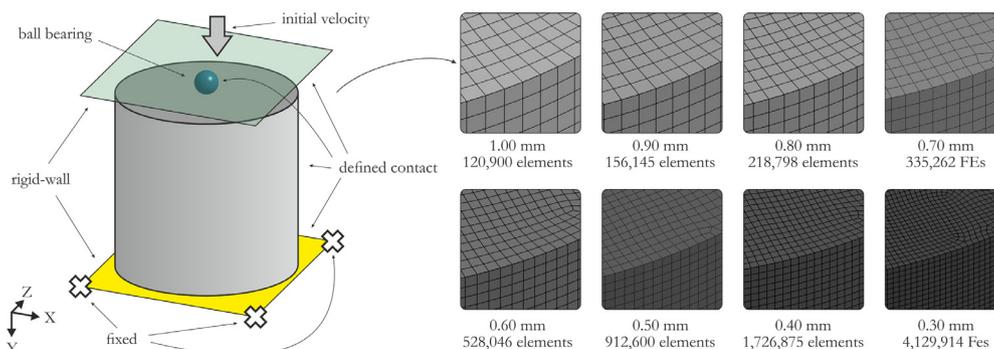


Fig. 8. Specimen with a ball bearing for FEA with applied initial boundary conditions; different finite solid element densities were considered in the modeling of the specimen.

Table 5
Material properties for HE with EOS [51].

Parameter	Value	Unit
Initial density, ρ_0	1130.0	kg/m ³
Detonation velocity, D	4805.0	m/s
Chapman–Jouguet pressure, p_{CJ}	7400.0	MPa
A_{HE}	252,000.0	MPa
B_{HE}	15,570.0	MPa
R_1	6.08	–
R_2	2.05	–
ω	0.25	–
Detonation energy per unit volume, E_0	3700.0	MPa

and a mass of ~ 1240.0 kg. During testing, the blasting process was recorded using a camera, and the obtained fragments were scanned using a 3D laser scanner to compare the results with the FEA outcomes. The tested rock with a visible blast hole and characteristic dimensions is presented in Fig. 10.

5.3.2. Numerical modeling

To simulate the fragmentation test, MPP LS-Dyna hydrocode was adopted as in the previous FEA. The dolomite rock geometry was obtained based on the 3D laser scanning process from which the point cloud was obtained. The outer surfaces were then generated, and a discrete model was developed using mainly 1-point nodal tetrahedron elements [47]. However, brick elements with one integration point were also used in the area within the blast hole. The HE and stemming were described with a regular grid of SPH particles. Penalty-based node-to-node and node-to-surface contacts were introduced to simulate the interaction between two SPH parts as well as between SPH parts and FEM parts, respectively [47]. Although the Arbitrary Lagrangian-Eulerian formulation (ALE) has been found to be effective for analyzing the blast wave interaction with different types of structures [52–54], the SPH-FEM coupled model was introduced here based on parallel studies showing that this method gives nearly identical results with a significantly shorter computational time. The HE was described identically as in the blasting test using the same parameters for EOS and HE. However, in this case, modeling of the stemming was also required. Thus, the MAT_FHWA_SOIL model was used with parameters of unsaturated sand (Table 6) taken from the literature [55] and supplemented with values from [56,57]. The model was found to be efficient for modeling the behavior of soil or/and sand considering strain softening, strain rate effects, moisture content and kinematic hardening [56,57]. Moreover, the FHWA material model is stable even if unconfined conditions occur.

Based on the results obtained from the previous numerical simulations of the drop-weight impact test and blasting test, the constants of the JH-2 constitutive model were adjusted considering the size of the adopted mesh. For rock discretization, an average mesh size of 5.0 mm

was assumed for brick elements and tetragonal elements. Thus, the maximum hydrostatic tensile pressure was taken as $T = 27.0$ MPa for the corresponding mesh size based on outcomes from the blasting test (see Fig. 17). Ultimately, 21,350,000 elements were used to represent the dolomite rock. A complete model with the initial boundary conditions is presented in Fig. 11.

5.4. Results and discussion

5.4.1. Drop-weight impact test

The relationship between force and impactor displacements was obtained from the actual drop-weight impact tests (Fig. 12). Comparable force histories were obtained for all specimens; however, slight differences were observed in the maximum force and displacement at which fracture begins. Nevertheless, overall repeatability of the material stiffness was achieved, and a similar brittle-like response of the dolomite was observed for each specimen. After reaching the maximum strength of the material, the fracture responsible for fragmentation started. In all cases, fragmentation had a similar character: the specimens broke in half into two pieces. An exemplary specimen after the test is shown in Fig. 13. It can be observed that the cracking was due to tensile and shearing damage.

As mentioned previously, the JH-2 material model parameters were correlated through an iterative approach using numerical simulations of the drop-weight impact test. The constants of the fracture strength and damage were iterated until the FEA results matched the actual results for the force vs. displacement curve and fracture behavior. Ultimately, the following fracture and damage constants were obtained: $B = 0.65$, $M = 0.45$ and $D_1 = 0.001$, $D_2 = 1.15$ (see Eqs. (3.3) and (3.4)).

First, the force characteristics were compared with the average experimental force vs. displacement curve (Fig. 14). A strong mesh dependence of the peak force was observed: the smaller the mesh size, the lower the maximum force. Increasing the element size resulted in higher values of the peak force. In the JH-2 model, damage is represented by a variable that corresponds to the average damage within a volume of the FE [58]. Thus, when the FE is smaller, less damage is needed to change the material state from intact to damaged and, eventually, fractured. In all cases, a similar stiffness of the material was observed.

Fragmentation of the specimen was mainly due to tensile fracture. In the JH-2 constitutive model, tensile fracture is directly connected to the maximum tensile hydrostatic pressure determined in Section 4.3, as $T = 29.2$ MPa. Although the values of T were the same in each case (various element sizes), different tensile strengths were observed, and thus the value of T was adjusted based on the discretization level. Other researchers have demonstrated a significant influence of the hydrostatic tensile strength on mesh dependency [59–61]. Regularization of the solution can be obtained by adding a modification consisting of a viscous rate dependency on the hydrostatic tensile strength [59–61].

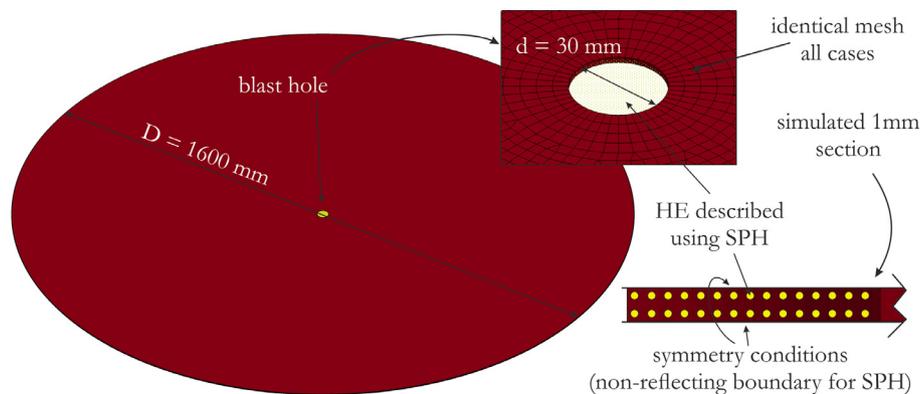


Fig. 9. FEM-SPH model of the cylindrical rock used in the blasting test with a close-up view of the blast hole region.

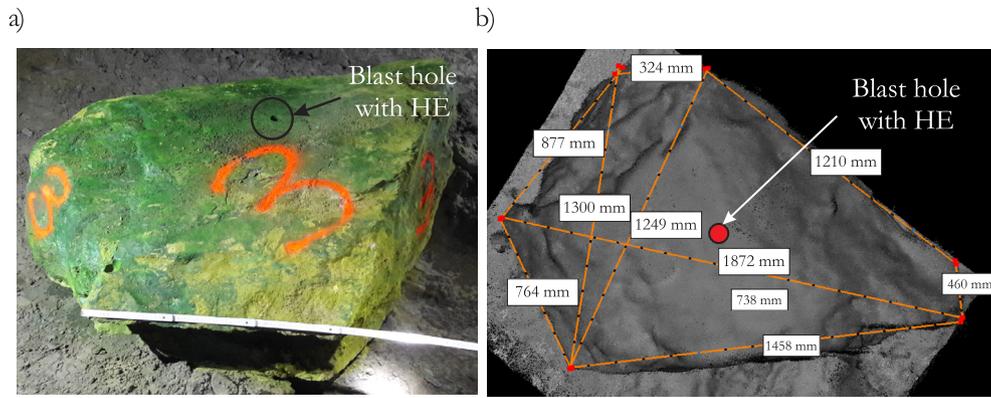


Fig. 10. Experimental set-up for the fragmentation test: a) piece of the dolomite with a blast hole; b) point cloud of the rock with characteristic dimensions.

Table 6
Material properties for stemming described using MAT_FHWA_SOIL [55–57].

Parameter	Value	Unit
Density, ρ_{st}	2350.0	kg/m ³
Specific gravity, <i>SPGRAV</i>	2.65	–
Density of water, ρ_{wat}	1000.0	kg/m ³
Viscoplasticity parameter, V_n	1.1	–
Viscoplasticity parameter, γ_r	0.0	–
Max. number of plasticity iterations, <i>ITER_{max}</i>	10.0	–
Shear modulus, G_{st}	19.5	MPa
Bulk modulus, K_{st}	15.3	MPa
Peak shear strength angle, φ_{max}	0.42	radians
Cohesion, <i>COH</i>	0.011	MPa
Eccentricity parameter, <i>ECCEN</i>	0.7	–
Strain hardening% of φ_{max} where nonlinear effects start, A_n	0.0	–
Strain hardening amount of non-linear effects, E_t	10.0	–
Moisture content, <i>MCONT</i>	6.2	%
Parameter for pore water effects on bulk modulus, PWD_1	0.0	–
Skeleton bulk modulus, <i>PWKS</i>	0.153	MPa
Parameter for pore water effects on confinement pressure, PWD_2	0.0	–
Residual friction angle, φ_{res}	0.063	radians
Volumetric strain at initial damage threshold, D_{int}	0.001	–
Void formation (fracture) energy, V_{dfm}	10.0	–
Level of damage causing element deletion, DAM_{lev}	0.0	–
Maximum principal failure strain, EPS_{max}	0.0	–

Nevertheless, in the present study, the original JH-2 material model was adopted with the adjusted parameters depending on the mesh size.

In Fig. 15, the force vs. displacement curves are presented for selected mesh sizes, i.e., 0.3 mm, 0.6 mm, 0.8 mm and 1.0 mm, each with a different value of the maximum tensile hydrostatic pressure, i.e., 90.0 MPa, 72.0 MPa, 43.0 MPa and 31.0 MPa, respectively. The value of T for each case was iterated until good agreement with the actual

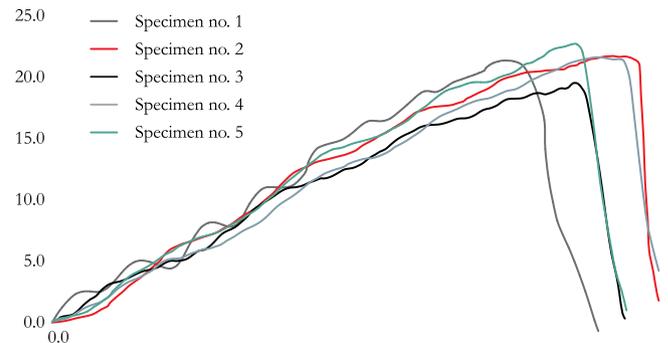


Fig. 12. Force vs. displacement curves obtained from experimental tests.

curve was obtained. The peak force as well as the maximum displacement at fracture were reproduced well compared with the actual tests. However, the mesh size slightly affects the stiffness of the material or, more precisely, the fracture stiffness: the smaller the FE element, the lower the slope of the curve. Moreover, changing T influences other parameters of the JH-2 constitutive model (Eq. (3.1)), which therefore should be readjusted depending on the value of T . Nevertheless, in the present study, these parameters in all cases were identical to those obtained using the determination procedure described in Section 4.

Visible differences between the meshes also resulted from the geometry and scale of the problem. In this particular case, damage is due directly to the impact of the ball; therefore, the mesh size within the ball is significant. However, in the blast loading test, which employed larger-scale models with different geometries than those used in the drop-weight tests (discussed in Section 5.4.2), the crack patterns were similar despite the adopted element size, although the value of T needed to be slightly reduced for a coarser mesh in order to correlate

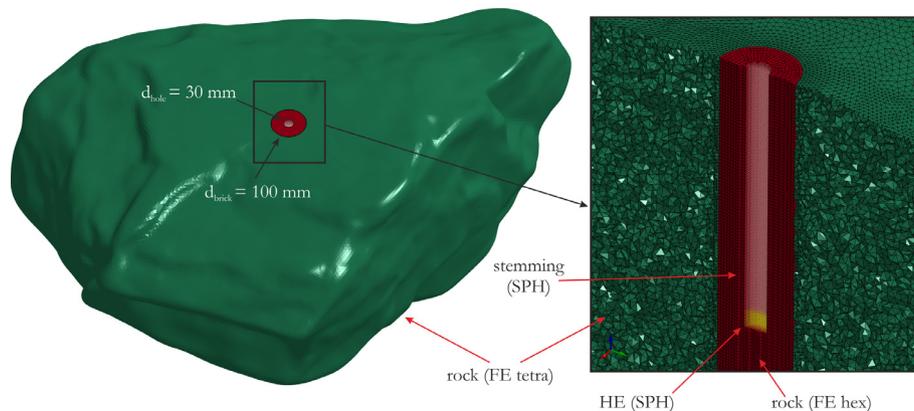


Fig. 11. Numerical model of the dolomite rock with a close-up view of the blast hole with stemming and HE.

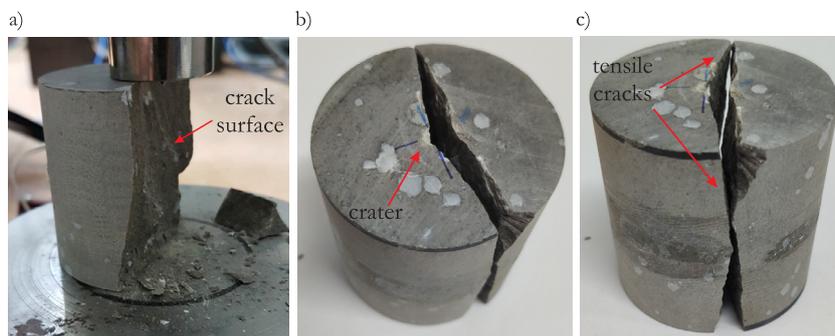


Fig. 13. Exemplary specimen after testing: visible crater and tensile cracks.

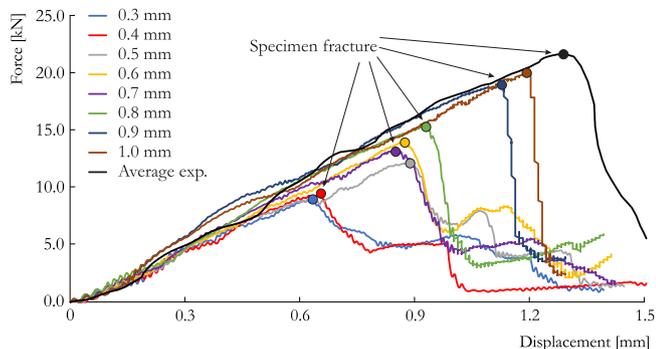


Fig. 14. Force vs. displacements curves obtained from experiments and FEA with different mesh sizes.

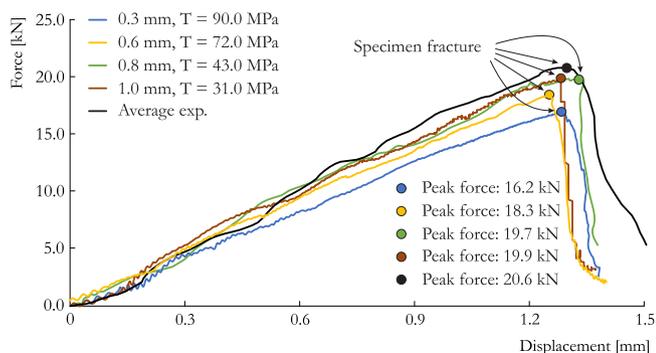


Fig. 15. Force vs. displacements curves obtained from experiments and FEA with different mesh sizes and iterated constant T .

the outcomes with the reference model.

The satisfactory reproduction of the force vs. displacement curve in the JH-2 constitutive model was also confirmed in the fracture characteristics of the specimen. Fig. 16 illustrates the damage distribution over the specimen in the selected stages of simulation. Since the fracture and damage characteristics were similar for all mesh sizes, only the results from the FE model with 0.8 mm mesh are presented. The same moments of time from the actual tests are also included to compare the FEA and experimental results. In the first stages of impact, damage starts to accumulate due to compression. In the subsequent stages, the tensile failure starts to initiate, with the formation of a tensile crack that then propagates from the center of the specimen to its edge. Ultimately, propagation of the tensile crack causes the specimen to split into two similar pieces. Regardless of the adopted mesh size, the same damage behavior was obtained.

5.4.2. Blasting test

The drop-weight impact test revealed that strength parameters (Eq. (3.1)), especially T , need to be adjusted depending on the adopted

element size. In the blasting test, the influence of the mesh on the fracture and damage of the dolomite was analyzed. A comparison of the crack patterns (damage index) obtained for the different element sizes is presented in Fig. 17. The reference case is the model with an element size of 1.0 mm; for this model, the JH-2 parameters were correlated during the FEA of drop-weight impact testing. In each case, a similar crack pattern was obtained, although the area of compression damage near the blast hole and the number of cracks differed slightly depending on the element size. The results indicate that the blast loading caused propagation of shock waves in the rock and formation of a compressive crush zone near the blast hole. Further travel of the shock wave in the rock resulted in tensile failure, represented by the radial crack pattern. This pattern occurred because the tensile stresses were larger than the tensile strength of the dolomite in the area outside the compressive failure zone. Although no actual tests were considered in this study, the outcomes are similar to those presented in the literature [3,7,8,12].

Based on these observations, the maximum hydrostatic tensile pressure value was reduced slightly to $T = 27.0$ MPa, resulting in a better correlation with the reference model for the given average element dimension of 5.00 mm. In further simulations, a mesh size of 5.00 mm was used as a compromise between accuracy and efficiency, considering the scale of the fragmentation tests.

5.4.3. Fragmentation tests

In the last stage of the study, numerical simulations of fragmentation caused by the blast were performed using the JH-2 constitutive model with the correlated constants. Fig. 18 shows the detonation process in the selected time moments of simulation. To more clearly visualize the results, the model was cut to permit accurate analysis of the interaction of the SPH particles with the FE representing the rock in the vicinity of the hole. In the first stages, the shock wave travels into the rock mass, resulting in the accumulation of compressive damage near the blast hole. Cracks are subsequently generated as the tensile strength value of the dolomite is exceeded. In all stages, the stemming is pushed out of the blast hole due to HE expansion.

The characteristics of the cracks and damage are shown in Fig. 19. The damage index fringe for 0.01 s of simulation shows that the rock was fragmented into two main pieces of unequal size. The elements in which the damage index is 1.0 are characterized by larger deformation compared to the initial time moments. This increase in deformation is due to a decrease in stiffness in these elements, and the fragments created by blast loading separate in the radial direction of the blast hole. In the real-world case, the formation of cracks causes a loss of material continuity. To reflect this phenomenon in numerical simulations, an additional erosion criterion can be introduced to remove a FE in which a critical value of a given parameter, e.g., strain, is achieved. However, an erosion criterion was not considered in the present study. Further study is needed to select a proper erosion value for deleting elements that will not affect the material response.

After the experimental tests, the fragments were 3D scanned to compare their geometries with the numerical results. The volumes of

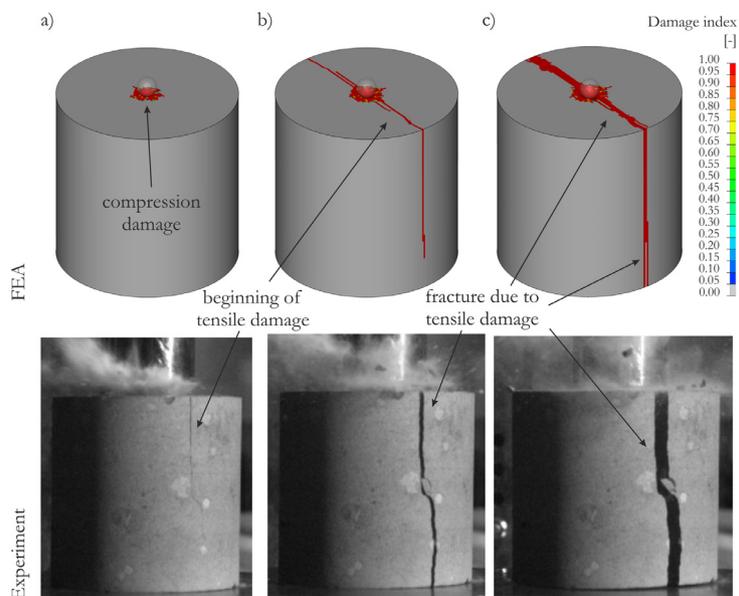


Fig. 16. Comparison of the specimen fracture process between FEA and the experiment: a) 2.0 ms, b) 3.0 ms and c) 5.0 ms.

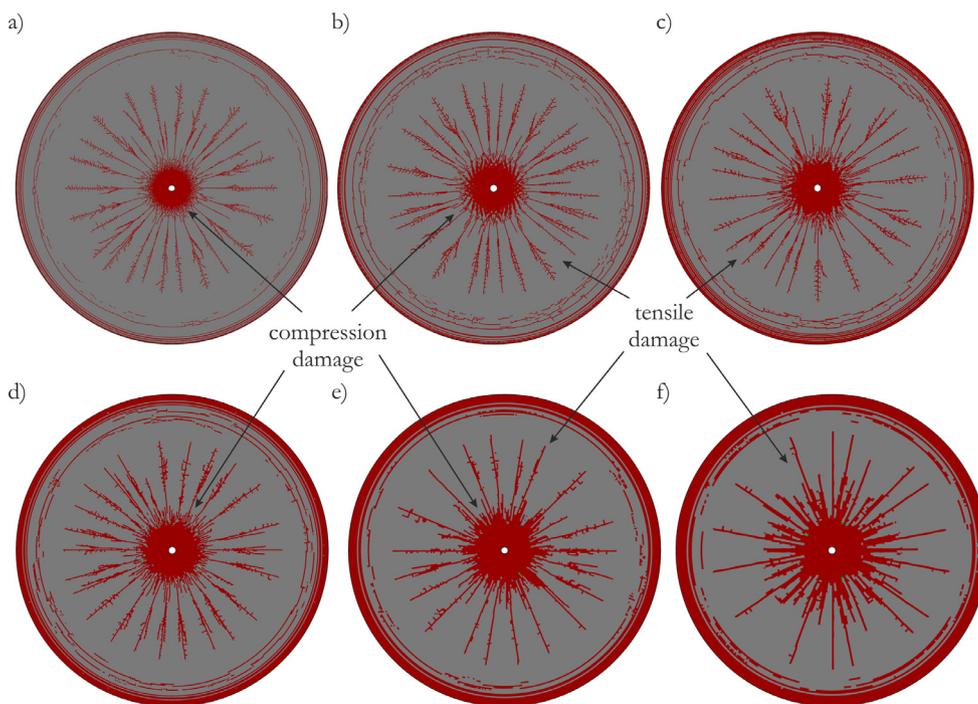


Fig. 17. Comparison of specimen crack patterns obtained from numerical simulations using different mesh sizes; a) 1.0 mm, $T = 31.0$ MPa, b) 2.0 mm, $T = 30.0$ MPa, c) 3.0 mm, $T = 29.0$ MPa, d) 5.0 mm, $T = 27.0$ MPa, e) 7.0 mm, $T = 26.0$ MPa, f) 9.0 mm, $T = 25.0$ MPa.

the actual and discrete fragments were also calculated. Fig. 20 compares the numerical simulations and fields tests of the dolomite rock after blasting. Elements with a damage index equal to 1.0 were blanked in order to analyze the geometry and volume of both fragments. In addition, fragment No. 2 was manually positioned similar to the final position of the actual fragment to better visualize the results. Satisfying similarity in terms of the fracture and cracking pattern as well as the resulting geometries of the created rock fragments is observed.

In Table 7, the calculated volumes of both fragments are presented for the numerical model and the actual rock. Based on the data, the volume of fragment No. 1 is nearly identical to that of its actual

representative. A higher error was obtained for the larger fragment. It should be noted that the small fragments visible in Fig. 20 were not measured. The fully damaged elements in FEA, which were blanked for volume calculations, were also not taken into consideration. Additionally, the fragments within the area under the HE (Fig. 19) were treated as parts of fragments No. 1 and No. 2.

6. Conclusions

In the paper, the parameters for a JH-2 constitutive model for dolomite were determined on the basis of experiments and literature data.

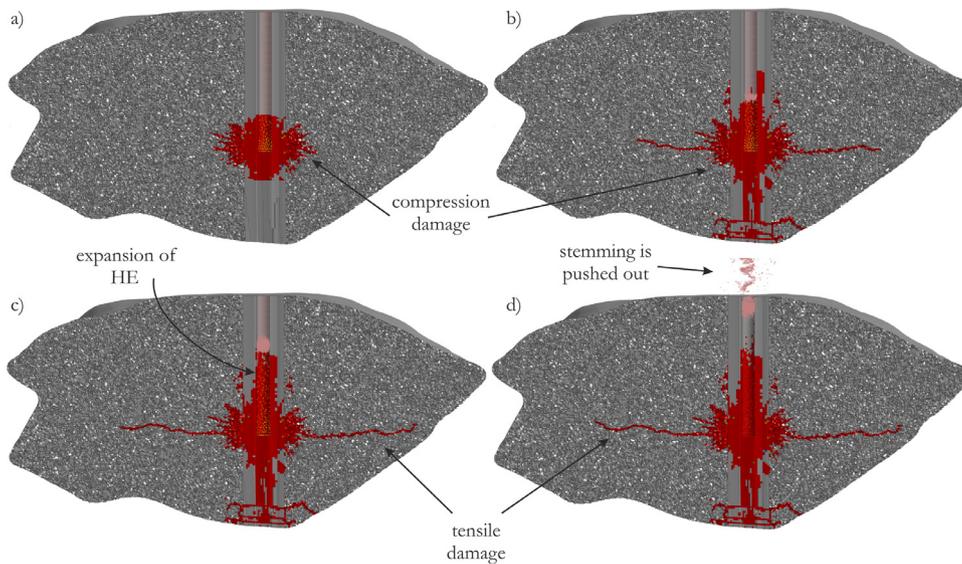


Fig. 18. Section view of a crack pattern obtained from numerical simulations of the blasting fragmentation test: a) 0.0002 s, b) 0.0005 s, c) 0.0018 s, d) 0.0058 s.

The methodology for the estimation of the parameters was discussed in detail and thus can be effectively extended to the determination of JH-2 parameters for other brittle materials. The material model was correlated and verified based on three tests. In the first test, a drop-weight impact test was carried out, and FEA was conducted to correlate the constants responsible for the damage and fracture of the material. It was found that some of the JH-2 parameters are dependent on the adopted mesh size and the size of the modeled problem. To further investigate the mesh influence and analyze the capability of the JH-2 model to simulate shock-induced fracture and damage in a rock, blast loading simulations were carried out. The JH-2 model properly represented the behavior of the dolomite rock. Moreover, similar outcomes in the form of a crack pattern were obtained for all mesh sizes, although the maximum hydrostatic tensile pressure was slightly modified in each case. In the last validation test, the JH-2 constitutive model was used to model the rock fragment subjected to blast loading. Relatively small discrepancies between the field and numerical results were obtained, and satisfactory reproduction of the fragmentation characteristics was observed. The literature data for stemming were adopted, which could affect the modeling efficiency.

In summary, implementation of the JH-2 constitutive model with parameters determined for dolomite proved to be efficient and accurate for simulating blasting followed by fracture and fragmentation of the rock. Nevertheless, the outcomes demonstrated that the JH-2 model suffers from mesh dependency, which is a drawback of softening plasticity models as indicated in [62,63]. The material model should be used with caution bearing the above limitation in mind. The influence of the mesh should always be studied when simulating dynamic

problems, or some modifications should be implemented by adding, e.g., viscous terms to the constitutive model [60,61,64].

Further studies are planned to verify the model in penetration and small-scale tests. The mesh influence will be also analyzed in these investigations. Ultimately, the JH-2 model will be implemented in further numerical simulations of parallel hole cut blasting, for which a proper representation of fracture, cracking and fragmentation is crucial.

CRediT authorship contribution statement

Paweł Baranowski: Conceptualization, Methodology, Investigation, Validation, Visualization, Writing - original draft, Writing - review & editing. **Michał Kuciewicz:** Methodology, Validation, Writing - review & editing. **Roman Gieleta:** Investigation, Writing - original draft. **Michał Stankiewicz:** Investigation, Writing - original draft. **Marcin Konarzewski:** Investigation, Writing - original draft. **Paweł Bogusz:** Data curation, Writing - original draft. **Mateusz Pytlik:** Investigation, Data curation. **Jerzy Małachowski:** Supervision, Writing - review & editing.

Declaration of Competing Interest

None.

Acknowledgments

The research was funded by the National centre for Research and Development of the Republic of Poland and KGHM Polska Miedź S.A.

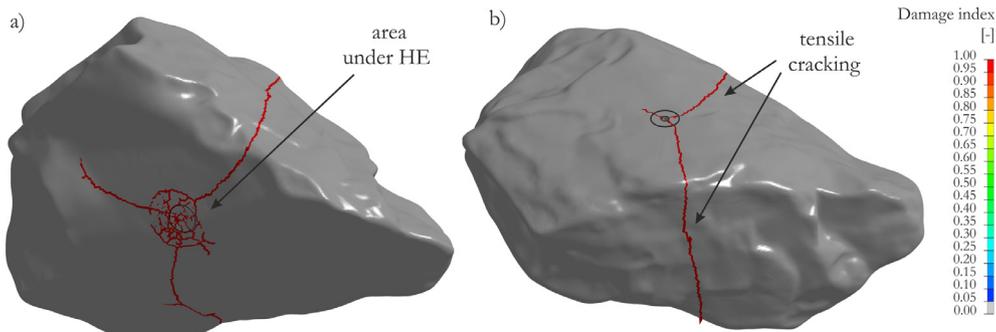


Fig. 19. Crack pattern obtained from numerical simulations of the blasting fragmentation test.

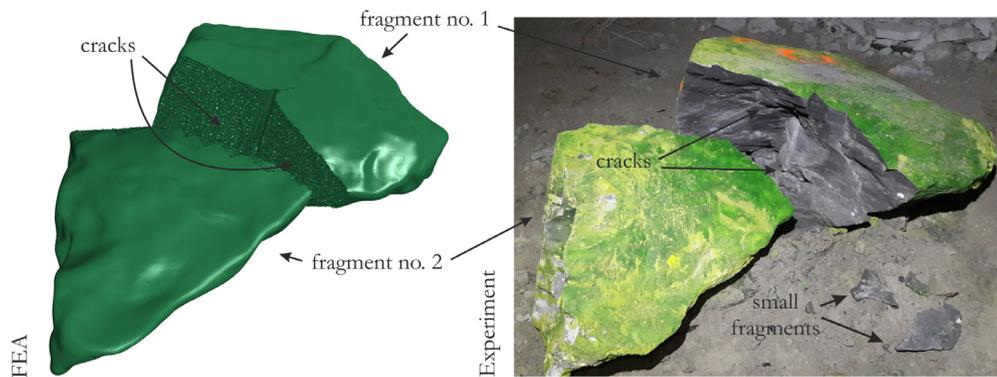


Fig. 20. Comparison of rock fragments obtained from the numerical simulation and experiment.

Table 7

Comparison of the obtained fragments.

Fragment	FEA/Exp.	Volume [mm ³]	% of the experiment	% of whole volume
No. 1	FEA	0.171	98.85	36.23
	Experiment	0.173	100.00	36.66
No. 2	FEA	0.286	109.16	60.59
	Experiment	0.262	100.00	55.51
Whole	FEA/	0.472	100.00	100.00
	Experiment			

under research grant No. CuBR/III/6/NCBR/2017 and KGHMBZ-U-0150-2017 and with the support of the Interdisciplinary centre for Mathematical and Computational Modeling (ICM) of the University of Warsaw under grant no GB65-19. The authors thank Prof. J. Janiszewski for conducting experimental tests using the SHPB apparatus. The numerical models were prepared using Altair® HyperMesh software.

Supplementary materials

Supplementary material associated with this article can be found, in the online version, at [doi:10.1016/j.ijimpeng.2020.103543](https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103543).

References

- [1] Włodarczyk E. *Fundamentals of explosion mechanics (in Polish)*. Warsaw: WN PWN; 1994.
- [2] Cho SH, Kaneko K. Rock fragmentation control in blasting. *Mater Trans* 2005;45:1722–30 <https://doi.org/10.2320/matertrans.45.1722>.
- [3] Gharehdash S, Shen L, Gan Y. Numerical investigation of blast-induced fractures using smoothed particle hydrodynamics. In: Liu GR, Han X, Li Z, editors. *Proc. int. conf. comput. methods*, 8th ICCM. 2017. p. 1373–86.
- [4] Gharehdash S, Shen LM, Gan YX, Flores-Johnson EA. Numerical investigation on fracturing of rock under blast using coupled finite element method and smoothed particle hydrodynamics. *Appl Mech Mater* 2016;846:102–7 <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.846.102>.
- [5] Bahadori M, Bakhshandeh Amnieh H, Khajezaadeh A. A new geometrical-statistical algorithm for predicting two-dimensional distribution of rock fragments caused by blasting. *Int J Rock Mech Min Sci* 2016;86:55–64 <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.04.002>.
- [6] Qu S, Zheng X, Fan L, Wang Y. Numerical simulation of parallel hole cut blasting with uncharged holes. *J Univ Sci Technol Beijing Miner Metall Mater* 2008;15:209–14 [https://doi.org/10.1016/S1005-8850\(08\)60040-7](https://doi.org/10.1016/S1005-8850(08)60040-7).
- [7] Dehghan Banadaki MM, Mohanty B. Numerical simulation of stress wave induced fractures in rock. *Int J Impact Eng* 2012;40–41:16–25 <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2011.08.010>.
- [8] Dehghan Banadaki MM. *Stress-wave induced fracture in rock due to explosive action*. University of Toronto; 2010.
- [9] Yi C. Improved blasting results with precise initiation-Numerical simulation of small-scale tests and full-scale bench blasting n.d.
- [10] Johansson D, Ouchterlony F. Fragmentation in small-scale confined blasting. *Int J Min Miner Eng* 2011;3:72 <https://doi.org/10.1504/ijmme.2011.041450>.
- [11] Lanari M, Fakhimi A. Numerical study of contributions of shock wave and gas penetration toward induced rock damage during blasting. *Comput Part Mech* 2015;2:197–208 <https://doi.org/10.1007/s40571-015-0053-8>.
- [12] Wang J, Yin Y, Esmaili K. Numerical simulations of rock blasting damage based on laboratory-scale experiments. *J Geophys Eng* 2018;15:2399–417 <https://doi.org/10.1088/1742-2140/aacfl7>.
- [13] Zheng Z, Xu Y, Dong J, Zong Q, Wang L. Hard rock deep hole cutting vibrating technology in vertical shaft freezing bedrock section construction. *J Vibroeng* 2015;17:1105–19.
- [14] Yi C.P., Zhang P., Shirzadegan S. Numerical modelling of dynamic response of underground openings under blasting based on field tests. n.d.
- [15] Wei XY, Zhao ZY, Gu J. Numerical simulations of rock mass damage induced by underground explosion. *Int J Rock Mech Min Sci* 2009;46:1206–13 <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.02.007>.
- [16] Hu Y, Lu W, Chen M, Yan P, Zhang Y. Numerical simulation of the complete rock blasting response by SPH-DAM-FEM approach. *Simul Model Pract Theory* 2015;56:55–68 <https://doi.org/10.1016/j.simpat.2015.04.001>.
- [17] Johnson GR, Holmquist TJ. An improved computational constitutive model for brittle materials. AIP Publishing; 2008. p. 981–4 <https://doi.org/10.1063/1.46199>.
- [18] Johnson GR, Holmquist TJ. Response of boron carbide subjected to large strains, high strain rates, and high pressures. *J Appl Phys* 1999;85:8060–73 <https://doi.org/10.1063/1.370643>.
- [19] Holmquist TJ, Johnson GR, Grady DE, Lopatin CM, Hertel ES. High strain rate properties and constitutive modeling of glass. In: Mayseless M, Bodner S, editors. *Proc. 15th int. symp. Ballist.* 1995. p. 234–44.
- [20] Holmquist TJ, Templeton DW, Bishnoi KD. Constitutive modeling of aluminum nitride for large strain, high-strain rate, and high-pressure applications. *Int J Impact Eng* 2001;25:211–31 [https://doi.org/10.1016/S0734-743X\(00\)00046-4](https://doi.org/10.1016/S0734-743X(00)00046-4).
- [21] Ai HA, Ahrens TJ. Simulation of dynamic response of granite: a numerical approach of shock-induced damage beneath impact craters. *Int J Impact Eng* 2006;33:1–10 <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2006.09.046>.
- [22] Stanislawek S, Morka A, Niezgoda T. Pyramidal ceramic armor ability to defeat projectile threat by changing its trajectory. *Bull Pol Acad Sci Tech Sci* 2015;63:843–9 <https://doi.org/10.1515/bpasts-2015-0096>.
- [23] Wang J, Yin Y, Luo C. Johnson–Holmquist-II (JH-2) constitutive model for rock materials: parameter determination and application in tunnel smooth blasting. *Appl Sci* 2018;8:1675 <https://doi.org/10.3390/app8091675>.
- [24] Ruggiero A, Iannitti G, Bonora N, Ferraro M. Determination of Johnson–Holmquist constitutive model parameters for fused silica. *EPJ Web Conf* 2012;26:04011 <https://doi.org/10.1051/epjconf/20122604011>.
- [25] Zhang X, Hao H, Ma G. Dynamic material model of annealed soda-lime glass. *Int J Impact Eng* 2015;77:108–19 <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2014.11.016>.
- [26] Ai HA, Ahrens TJ. Numerical modeling of shock-induced damage for granite under dynamic loading. *AIP conf. proc.* 845 II. 2006. p. 1431–4 <https://doi.org/10.1063/1.2263593>.
- [27] Bukowska M, Sanetra U. The tests of the conventional triaxial granite and dolomite compression in the aspect of their mechanical properties. *Gospod Surowcami Miner* 2008;24:345–58.
- [28] Holmquist TJ, Johnson GR. Modeling prestressed ceramic and its effect on ballistic performance. *Int J Impact Eng* 2005;31:113–27 <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2003.11.002>.
- [29] Grady DE, Murri WJ, Mahrer KD. Shock compression of dolomite. *J Geophys Res* 1976;81:889–93 <https://doi.org/10.1029/jb081i005p00889>.
- [30] Yuan F, Prakash V. Plate impact experiments to investigate shock-induced inelasticity in Westerly granite. *Int J Rock Mech Min Sci* 2013;60:277–87 <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2012.12.024>.
- [31] Resnyansky A.D., Weckert S.A., Foord A., Skibinski C. Establishment of a Visar measurement system for material model validation in DSTO. 2013.
- [32] Gebbeken N, Greulich S, Pietzsch A. Determination of shock equation of state properties of concrete using full-scale experiments and flyer-plate-impact tests. In: Wall W, Bletzinger K-U, Schweizerhof K, editors. *Trends comput. struct. mech.*, Barcelona. Spain: CIMNE; 2001.
- [33] Xia YM, Guo B, Cong GQ, Zhang XH, Zeng GY. Numerical simulation of rock fragmentation induced by a single TBM disc cutter close to a side free surface. *Int J Rock Mech Min Sci* 2017;91:40–8 <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.11.004>.
- [34] Heard HC, Dub A, Abey AE, Schock RN. *Mechanical properties of blair dolomite*. California: Livermore; 1973 <https://doi.org/10.2172/4381218>.
- [35] Stephens DR. The hydrostatic compression of eight rocks. *J Geophys Res*

- 1964;69:2967–78<https://doi.org/10.1029/jz069i014p02967>.
- [36] Stephens DR, Lilley EM, Louis H. Pressure-volume equation of state of consolidated and fractured rocks to 40 kb. *Int J Rock Mech Min Sci* 1970;7:257–96[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(70\)90042-2](https://doi.org/10.1016/0148-9062(70)90042-2).
- [37] Petersen CF. *Shock wave studies for selected rocks*. Stanford: Stanford University Libraries; 1969.
- [38] Grady DE, Hollenbach RE, Schuler KW, Callender JF. STRAIN rate dependence in dolomite inferred from impact and static compression studies. *J Geophys Res* 1977;82:1325–33<https://doi.org/10.1029/JB082i008p01325>.
- [39] Grady DE, Hollenbach RE. Dynamic fracture strength of rock. *Geophys Res Lett* 1979;6:73–6<https://doi.org/10.1029/GL006i002p00073>.
- [40] Holmquist TJ, Johnson GR. A computational constitutive model for glass subjected to large strains, high strain rates and high pressures. *J Appl Mech* 2011;78:051003<https://doi.org/10.1115/1.4004326>.
- [41] Hoek E, Brown ET. Practical estimates of rock mass strength. *Int J Rock Mech Min Sci* 1997;34:1165–86[https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X).
- [42] Martin CD. Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. *Can Geotech J* 1997;34:698–725<https://doi.org/10.1139/cgj-34-5-698>.
- [43] Ramsey JM, Chester FM. Hybrid fracture and the transition from extension fracture to shear fracture. *Nature* 2004;428:63–6<https://doi.org/10.1029/2001GL014320>.
- [44] Dannemann KA, Anderson CE, Chocron S, Spencer JF. Damage development in confined borosilicate and soda-lime glasses. *J Am Ceram Soc* 2012;95:721–9<https://doi.org/10.1111/j.1551-2916.2011.04969.x>.
- [45] Wilkins ML, Cline CF, Honodel CA. Fourth progress report of light armor program. Lawrence Livermore National Laboratory; 1969<https://doi.org/10.2172/4173151>.
- [46] Meyer LW, Faber I. Investigations on granular ceramics and ceramic powder. *Le J Phys IV* 1997;7:565–70<https://doi.org/10.1051/jp4:1997397>.
- [47] Hallquist J. *LS-DYNA theory manual 19*. Livermore Software Technology Corporation (LSTC); 2019.
- [48] Kurzawa A, Pyka D, Jamroziak K, Bocian M, Kotowski P, Widomski P. Analysis of ballistic resistance of composites based on EN AC-44200 aluminum alloy reinforced with Al₂O₃ particles. *Compos Struct* 2018;201:834–44<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.06.099>.
- [49] Pach J, Pyka D, Jamroziak K, Mayer P. The experimental and numerical analysis of the ballistic resistance of polymer composites. *Compos Part B Eng* 2017<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.01.006>.
- [50] Ł Mazurkiewicz, J Malachowski, Tomaszewski M, Baranowski P, Yukhymets P. Performance of steel pipe reinforced with composite sleeve. *Compos Struct* 2018;183:199–211<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.02.032>.
- [51] Kucewicz M, Baranowski P, Malachowski J, Trzciński W, Szymańczyk L. Numerical modelling of cylindrical test for determining Jones–Wilkins–Lee equation parameters. In: Rusiński E, Pietrusiak D, editors. *Proc. 14th int. sci. conf. comput. aided eng. Cham: Springer International Publishing; 2019*. p. 388–94.
- [52] Mazurkiewicz L, Kolodziejczyk D, Damaziak K, Malachowski J, Klastorny M, Baranowski P. Load carrying capacity numerical study of I-beam pillar structure with blast protective panel. *Bull Polish Acad Sci Tech Sci* 2013;61:451–7<https://doi.org/10.2478/bpasts-2013-0044>.
- [53] Baranowski P, Damaziak K, Ł Mazurkiewicz, Mertuszka P, Pytel W, Malachowski J, et al. Destress blasting of rock mass: multiscale modelling and simulation. *Shock Vib* 2019;2019:1–11<https://doi.org/10.1155/2019/2878969>.
- [54] Sielicki PW, Sumelka W, Lodygowski T. Close range explosive loading on steel column in the framework of anisotropic viscoplasticity. *Metals* 2019;9:454<https://doi.org/10.3390/met9040454>.
- [55] Linforth S, Tran P, Rupasinghe M, Nguyen N, Ngo T, Saleh M, et al. Unsaturated soil blast: flying plate experiment and numerical investigations. *Int J Impact Eng* 2019<https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2018.08.002>.
- [56] Reid JD, Coon BA, Lewis BA, Sutherland SH, Murray YD. Evaluation of LS-DYNA soil material model 147 2004. p. 85. Fhwa-Hrt-04-094.
- [57] Lewis BA. Manual for LS-DYNA soil material model 147 2004. p. 68. Fhwa-Hrt-04-095.
- [58] Cronin DS, Bui K, Kaufmann C, McIntosh G, Berstad T, Cronin D. Implementation and validation of the Johnson–Holmquist ceramic material model in LS-Dyna. *Proc. 4th Eur. LS-DYNA users conf. Ulm; 2003*. D-I-47-D-I-60.
- [59] Zinszner JL, Erzar B, Forquin P, Buzaud E. Dynamic fragmentation of an alumina ceramic subjected to shockless spalling: an experimental and numerical study. *J Mech Phys Solids* 2015<https://doi.org/10.1016/j.jmps.2015.08.014>.
- [60] Simons EC, Weerheijm J, Sluys LJ. A viscosity regularized plasticity model for ceramics. *Eur J Mech A/Solids* 2018<https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2018.05.009>.
- [61] Simons EC, Weerheijm J, Sluys LJ. Simulating brittle and ductile response of alumina ceramics under dynamic loading. *Eng Fract Mech* 2019<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.05.013>.
- [62] Krishnan K, Sockalingam S, Bansal S, Rajan SD. Numerical simulation of ceramic composite armor subjected to ballistic impact. *Compos Part B Eng* 2010<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2010.10.001>.
- [63] Islam MRI, Zheng JQ, Batra RC. Ballistic performance of ceramic and ceramic-metal composite plates with JH1, JH2 and JHB material models. *Int J Impact Eng* 2020<https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.103469>.
- [64] Marzec I, Tejchman J, Winnicki A. Computational simulations of concrete behaviour under dynamic conditions using elasto-visco-plastic model with non-local softening. *Comput Concr* 2015;15:515–45<https://doi.org/10.12989/cac.2015.15.4.515>.
- [65] Karliński J, Ptak M, Chybowski L. Simulation-Based Methodology for Determining the Dynamic Strength of Tire Inflation Restraining Devices. *Energies* 2020;13(4):1–14. <https://doi.org/10.3390/en13040991>.
- [66] Popławski A, Kędziński P, Morka A. Identification of Armox 500T steel failure properties in the modeling of perforation problems. *Materials and Design* 2020;190:108536<https://doi.org/10.1016/j.matdes.2020.108536>.