



KATEDRA GEOTECHNIKI
I WYTRZYMAŁOŚCI
MATERIAŁÓW

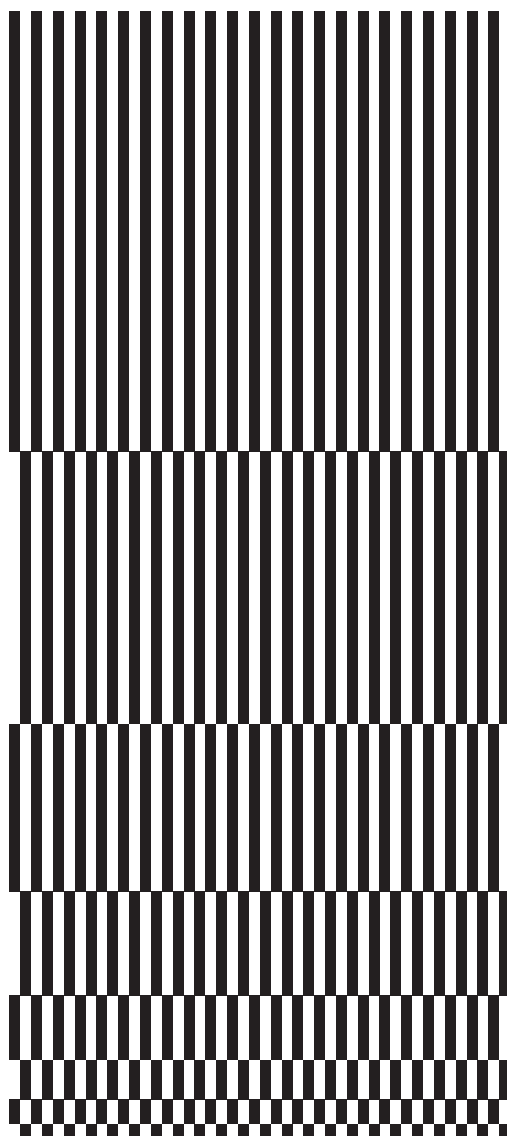
75 LAT
WYDZIAŁU
INŻYNIERII
LĄDOWEJ

Wybrane problemy geotechniki i wytrzymałości materiałów dla potrzeb nowoczesnego budownictwa

pod redakcją
Elżbiety Pileckiej



Kraków 2021



PRZEWODNICZĄCY KOLEGIUM REDAKCYJNEGO WYDAWNICTWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ
Tomasz Kapecki

PRZEWODNICZĄCY KOLEGIUM REDAKCYJNEGO WYDAWNICTW NAUKOWYCH
Jacek Pietraszek

REDAKTOR SERII
Wydział Inżynierii Lądowej
Andrzej Winnicki

REDAKTOR PROWADZĄCY
Tadeusz Tatara

RECENZENCI
Andrzej Gruchot
Ryszard Kutylowski

SEKRETARZ SEKCJI
Marta Wlazło

OPRACOWANIE REDAKCYJNE
Małgorzata Sikora

SKŁAD I ŁAMANIE
Anna Basista

PROJEKT OKŁADKI
Karolina Szafran

© Copyright by Politechnika Krakowska

ISBN 978-83-66531-82-6

Wydawnictwo PK, ul. Skarżyńskiego 1, 31-866 Kraków; tel. 12 628 37 25, fax 12 628 37 60
e-mail: wydawnictwo@pk.edu.pl www.wydawnictwo.pk.edu.pl
Adres do korespondencji: ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

Druk i oprawę wykonano w Dziale Poligrafii Politechniki Krakowskiej.
Ark. wyd. 8,0

Zam. 69/2021

Nakład 100 egz.

Cena zł 25,20 z VAT

SPIS TREŚCI

Elżbieta Pilecka WPROWADZENIE	5
Elżbieta Pilecka NAZIEMNY SKANER LASEROWY JAKO NARZĘDZIE MONITORINGU INFRASTRUKTURY KOMUNIKACYJNEJ	7
Aleksander Urbański, Michał Grodecki METODA 2D/3D ANALIZY STATYCZNEJ PERIODYCZNEGO UKŁADU PALI STABILIZUJĄCYCH OSUWISKO.....	21
Michał Grodecki MODELOWANIE NUMERYCZNE KONSTRUKCJI Z GABIONÓW.....	37
Andrzej Truty MODELOWANIE ZJAWISKA UPŁYNNIENIA NASYCONYCH GRUNTÓW SYPKICH PODDANYCH OBCIĄŻENIOM CYKLICZNYM	53
Janusz Kogut PROPAGACJA FAL W GRUNCIE – BADANIA W APARACIE TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA Z UŻYCIEM ELEMENTÓW <i>BENDER</i>	69
Bartłomiej Olek, Jakub Zięba KONSOLIDACJA ZE STAŁĄ PRĘDKOŚCIĄ ODKSZTAŁCENIA SZLAMÓW WAPIENNYCH	85
Janusz German, Krzysztof Nowak BADANIA DOŚWIADCZALNE NOŚNOŚCI PODNOŚNIKÓW WSPORNIKOWYCH	101
Bogusław Zając ZAGADNIENIA TEMPERATUROWE PRZY NAPRAWIE I WZMACNIANIU KONSTRUKCJI INŻYNIERSKICH.....	115
Małgorzata Janus-Michałska SPRĘŻYSTA TRANSFORMACJA MIKROSTRUKTURY W AUKSETYCZNYCH MATERIAŁACH KOMÓRKOWYCH W TEŚCIE ŚCISKANIA	129

WPROWADZENIE

Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów powstała w 2019 roku w wyniku reformy nauki na Politechnice Krakowskiej. Jednostka powstała z połączenia Katedry Współdziałania Budowli z Podłożem i Zakładu Wytrzymałości Materiałów, które działały w jednym Instytucie Mechaniki Budowli na Wydziale Inżynierii Lądowej. Połączenie umożliwiło zwiększenie potencjału naukowego i laboratoryjnego obecnej Katedry.

Badania prowadzone w Katedrze Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów dotyczą przede wszystkim zachowania się gruntu i materiałów budowlanych w różnych warunkach i pod wpływem różnych czynników. Prowadzone są prace z zakresu geotechniki i wytrzymałości materiałów, do których wykorzystuje się sprzęt będący w wyposażeniu Katedry i oprogramowanie numeryczne.

W niniejszej monografii przedstawiono najciekawsze problemy, które rozwiązują pracownicy naukowcy Katedry przy użyciu dostępnego sprzętu i metod numerycznych. Zaprezentowano efekt monitorowania przy użyciu nowoczesnej aparatury teledetekcyjnej – skanera laserowego RIEGL VZ-400 – budowli infrastruktury transportowej w warunkach osuwiskowych. Opisano możliwości zabezpieczenia dróg na osuwiskach konstrukcjami geotechnicznymi i weryfikację rozwiązań metodami numerycznymi w programie Z-Soil. Przedstawiono także problem drgań gruntu w aparacie Bender oraz sposób modelowania cyklicznych obciążeń metodami numerycznymi. Opisano wyniki badań ścisłości gruntu antropogenicznego. Badania przeprowadzono metodą edometryczną oraz w komorze (MPCC) pozwalającej przeprowadzić testy ze stałą kontrolą odkształceń (CRS). Omówiono badanie nośności oraz podatności podnośników wspornikowych wykonanych ze stalowych elementów spawanych zrealizowane w laboratorium wytrzymałościowym. W monografii opisano także typowe zagadnienia związane z naprawą i wzmocnianiem konstrukcji inżynierskich z zastosowaniem połączeń klejonych, ze szczególnym uwzględnieniem wpływu temperatury otoczenia na rozkłady odkształceń. Dzięki metodom badań numerycznych wykonanych programem MES ABAQUS przy użyciu elementów belkowych Timoshenki można było także przedstawić studium deformacji odpowiadającej testowi ściskania.

Edytor
Elżbieta Pilecka

Elżbieta Pilecka*

NAZIEMNY SKANER LASEROWY JAKO NARZĘDZIE MONITORINGU INFRASTRUKTURY KOMUNIKACYJNEJ

TERRESTRIAL LASER SCANNER AS A TOOL FOR MONITORING COMMUNICATION INFRASTRUCTURE

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono możliwości wykorzystania naziemnego skanera laserowego RIEGL VZ-400, będącego w wyposażeniu Katedry Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, do monitorowania skarp i nasypów infrastruktury transportowej. W pracy przedstawiono przykłady realizacji badań. Głównymi atutami tej metody jest dokładność skanowania ok. 5 mm, szybkość diagnozowania inżynierskiego (modele różnicowe), powtarzalność pomiarów w tym samym miejscu. Osuwiska na skarpach i nasypach infrastruktury komunikacyjnej są specyficzne – nie są tak rozległe i wykorzystanie naziemnego skanera laserowego w zupełności spełnia oczekiwania co do ich monitoringu.

Słowa kluczowe: naziemny skaner laserowy, monitorowanie, nasypy i skarpy transportowe

ABSTRACT

The paper presents the possibilities of using the RIEGL VZ-400 terrestrial laser scanner, which is the equipment of the Department of Geotechnics and Strength of Materials, to monitor slopes and embankments of transport infrastructure. The paper presents examples of research implementation. The main advantages of this method are scanning accuracy of approx. 5 mm, speed of engineering diagnosis (differential models), repeatability of measurements in the same place. The landslides on the slopes and embankments of the communication infrastructure are specific, they are not so extensive and the use of a terrestrial laser scanner fully meets the expectations for monitoring these structures.

Keywords: terrestrial laser scanner, monitoring, transport embankments and slopes

* Dr hab. inż. Elżbieta Pilecka, prof. PK, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Łądowej, Politechnika Krakowska.

1. WSTĘP

W rozdziale przedstawiono przykłady zastosowania naziemnego skanera laserowego do monitorowania infrastruktury komunikacyjnej w miejscach zagrożonych ruchami osuwiskowymi. Skanowanie laserowe jest jednym z rodzajów teledetekcji. Teledetekcja (ang. *remote sensing*) to rodzaj badań zdalnych (bezdotykowych) przy wykorzystaniu specjalistycznych sensorów. Techniki teledetekcyjne używają tzw. metod odwrotnych do oceny interesujących własności. Metody odwrotne polegają na oszacowaniu właściwości obiektu po cechach zarejestrowanego obrazu. Zadanie to jest znacznie trudniejsze do rozwiązania niż zadanie polegające na pomiarzeniu cech znanego obiektu. Pomyślność rozwiązania zagadnienia odwrotnego zależy od informacji, jakie posiadamy na temat założeń dotyczących naszego modelu. Zarejestrowany obraz musi być zinterpretowany z punktu widzenia jego treści merytorycznej.

2. METODYKA BADAŃ NAZIEMNYM SKANEREM LASEROWYM

Skanowanie laserowe jest typem teledetekcji aktywnej. Skanowanie laserowe dostarcza chmury punktów pomiarowych o współrzędnych X, Y, Z. System składa się zazwyczaj z nadajnika, tj. modułu generującego światło lasera (diody), systemu wirujących lusterek, zadaniem których jest równomierne odchylenie kątowe (pionowe i poziome) wiązki lasera i jej rozrzucenie po powierzchni obiektów, teleskopu optycznego, skupiającego powracające odbite promieniowanie, oraz detektora, zamieniającego energię światła na impuls zapisywany w module rejestracji (HDD, karta pamięci) i kontroli. Zarówno nadajnik, jak i detektor podlegają jednostce kontrolującej, sterowanej mikroprocesorem. Skaner 3D działa więc na zasadzie przestrzennego zbierania informacji według współrzędnościowej techniki pomiarowej. Umożliwia ona szczegółowe wyznaczanie wymiarów przestrzennie ukształtowanych obiektów. Przetworzone dane trafiają do komputera i zostają przedstawione w formie trójwymiarowego modelu. Jeden pomiar umożliwia zebranie nawet kilku milionów punktów pomiarowych w ciągu sekundy, dzięki czemu możliwe jest szybkie odwzorowanie nawet bardzo skomplikowanej geometrii. Często do kompletnego zeskanowania danego obiektu wymaga się wykonania dodatkowych skanów, na przykład z innej perspektywy. Połączenie zebranych skanów 3D wykonują programy komputerowe. Otrzymany obraz cyfrowy może następnie zostać poddany dalszej obróbce w programach graficznych bądź innych narzędziach przeznaczonych do modyfikacji obiektów 3D. Zwykle wymagane jest wygładzenie lub zoptymalizowanie otrzymanej siatki, ale dzięki dostarczonym wraz ze skanerami narzędziom proces przebiega

sprawnie i często automatycznie. Zbiór wynikowy – tzw. chmura punktów, umożliwia, po odpowiednim przetworzeniu, wygenerowanie trójwymiarowego modelu skanowanego obiektu. Zbiory można następnie w różny sposób archiwizować, aby w dowolnym czasie móc wrócić do inwentaryzowanego obiektu, np. w celu porównania wyników. Technologia skaningu laserowego znalazła zastosowanie w kartografii, inwentaryzacji architektonicznej, pomiarach deformacji obiektów inżynierskich, badaniach środowiska przyrodniczego, archeologii itp. Produktem skaningu mogą być zarówno sama chmura punktów jako produkt finalny, jak i po dalszym przetworzeniu plany, mapy, rysunki, numeryczne modele terenu, modele różnicowe, fotorealistyczne modele i filmy 3D, wizualizacje, zdjęcia panoramiczne w wysokiej rozdzielczości, ortofotomapy i wiele innych.

Naziemny Skaningu Laserowego TLS (Terrestrial Laser Scanner) jest technologią, w której mierzymy czas powrotu wiązki lasera odbitej od badanej powierzchni do urządzenia pomiarowego. Dokładność pomiarów wykonywanych przez skanery laserowe zależy przede wszystkim od dokładności pomiaru odległości i dokładności wyznaczania kątów. Na jakość otrzymanych wyników składają się także inne czynniki, takie jak zdolność powierzchni do odbijania wiązki lasera, a także wpływ warunków atmosferycznych: gęsta mgła czy opady deszczu. Wpływ na jakość finalnego produktu ma również zakładana i wyrównywana osnowa w postaci punktów kontrolnych (odniesienia) oraz w bardzo dużej mierze proces łączenia ze sobą chmur punktów z różnych stanowisk pomiarowych – zwany rejestracją skanów. Ważnym parametrem skanerów jest zdolność rozdzielcza (minimalna odległość między mierzonymi punktami). Najnowsze instrumenty impulsowe mają zdolność rozdzielczą na poziomie ok. 1 mm. Rozdzielczość czasowa w przypadku naziemnych skanerów laserowych zależy od zadania i dobierają ją użytkownicy. Rozdzielczość pionowa naziemnych skanerów laserowych jest rzędu kilku milimetrów. W związku z tym konstruując model różnicowy, można się spodziewać wykrycia deformacji rzędu kilku milimetrów. Na il. 1 przedstawiono skaner laserowy RIEGL VZ-400. Rozdzielczość pionowa pomiarów wynosi ok. 5 mm.



Il. 1. Naziemny skaner laserowy Riegl VZ-400. Fot. E. Pilecka

Naziemny skaner laserowy ma tę istotną zaletę, że pomiary można wykonywać z miejsc wyznaczonych przez wykonującego. Do zrobienia badań problematycznych odcinków infrastruktury komunikacyjnej najlepszą metodą z opisanych powyżej jest skanowanie laserowe. Posiada odpowiednią dokładność, zasięg skanowania, szybkość pomiarów i wyników. Może istnieć konieczność wykonania pomiarów z wielu miejsc (skaner położony w różnych pozycjach) – otrzymane wyniki są wówczas bardziej wiarygodne, ale również uzyskujemy dane, które z innego punktu pomiarowego mogą być niemożliwe do otrzymania (część terenu może być przysłonięta przez przeszkody terenowe, skały, drzewa itp.). W przypadku zastosowania dodatkowo kamery lub aparatu cyfrowego można rejestrować składowe RGB mierzonych obiektów – nanosząc je w procesie kameralnej obróbki na pomierzone punkty i tworząc dodatkowe barwne tekstury, wiernie odwzorowujące rzeczywiste kolory obiektu.

3. ZASTOSOWANIE NAZIEMNEGO SKANERA LASEROWEGO RIEGL VZ-400 DO MONITOROWANIA INFRASTRUKTURY KOMUNIKACYJNEJ

3.1. OSUWISKA NA TRASACH KOMUNIKACYJNYCH

W Polsce ruchy masowe występują w największej liczbie w rejonie Karpat. Znaczną część tych ruchów stanowią osuwiska komunikacyjne, czyli takie, które w sposób bezpośredni zagrażają infrastrukturze drogowej lub kolejowej (il. 2, 3).



Il. 2. Skutki uaktywnienia się osuwiska w Woli Kurowskiej w 2010 roku [13]



Il. 3. Osuwisko w przekopie linii kolejowej E-283 [14]

Osuwiska powodują ogromne straty materialne i stanowią niebezpieczeństwo dla ludzi. Tematyka osuwisk w budownictwie komunikacyjnym jest dobrze znana i już na etapie projektowania infrastruktury należy rozpoznać i opracować zabezpieczenie. Ważną sprawą jest zaplanowanie sposobu monitorowania tych terenów, aby uniknąć strat spowodowanych przez niekontrolowany zsuw mas ziemnych na budowaną linię

kolejową lub drogę. Grupę osuwisk komunikacyjnych stanowią nie tylko obszary, na których linie kolejowe lub drogi zostały poprowadzone przez zbocze osuwiska. Do tej grupy najczęściej zalicza się osunięcie gruntu ze skarp nasypu lub wykopu, który został wykonany podczas budowy infrastruktury kolejowej czy drogowej. To zazwyczaj błędy w wykonaniu i projektowaniu przyczyniają się do powstania zagrożenia osunięciem gruntu. Budowle ziemne, takie jak nasypy, skarpy wykopów i przekopów kolejowych, wymagają monitorowania, zwłaszcza gdy znajdują się w skomplikowanych warunkach gruntowych, np. na osuwiskach. Same nasyp czy skarpa są narażone na niestateczność pod wpływem różnych czynników, a sytuacja, gdy znajdują się na czynnym osuwisku, podwaja ryzyko wystąpienia niestateczności.

Ruchy masowe są procesami, które zachodzą pod wpływem siły ciężkości. Pod pojęciem osuwiska rozumiemy niekontrolowany ruch mas ziemnych przemieszczających się w niżej położone obszary terenu, zwanego terenem osuwiskowym [3]. Jest to rodzaj ruchów masowych, polegających na przesuwaniu się materiału wzdłuż powierzchni poślizgu, połączonych często z obrotem. Powstanie osuwiska jest związane z brakiem równowagi sił niszczących w stosunku do utrzymujących. Osuwiska są dużym problemem także dla transportu [2]. W pracy [12] podaje się, że w Karpatach zagrożonych osuwiskiem było 625 odcinków dróg (statystycznie daje to jedno osuwisko na 5 km dróg publicznych) i 86 odcinków torów kolejowych (statystycznie jedno osuwisko na 10 km linii kolejowej). W polskich warunkach klimatycznych szczególną rolę przypisuje się opadom atmosferycznym. Stwierdzono, że osuwiska powstają, jeżeli wysokość miesięcznych opadów atmosferycznych przekracza 200 mm lub intensywności opadu dobowego przekraczającej 7 mm/dobę [12]. Zależy to prawdopodobnie bardziej od intensywności opadu dobowego. Na przykład osuwisko na górze Palenica powstało przy średniej intensywności opadu 37 mm/dobę i wysokości opadu 111 mm przez trzy dni poprzedzające wystąpienie osuwiska [11]. Obecnie sytuacja jest poważniejsza, co wiąże się nie tylko ze zmianami klimatycznymi, ale z rozwojem infrastruktury komunikacyjnej.

3.2. WYKORZYSTANIE NAZIEMNEGO SKANERA LASEROWEGO DO MONITOROWANIA OSUWISK

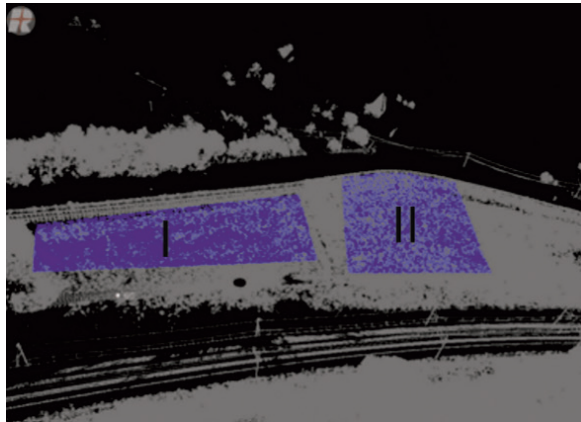
Konieczny jest bieżący monitoring terenów zagrożonych osuwiskiem. Aktualnie stosuje się metody geodezyjne oraz monitoring wgłębny. Metody geodezyjne nie są wystarczające, aby móc analizować rozległe tereny osuwiska. Metody rejestracji wgłębnej są bardzo drogie i pracochłonne. Szansą na szybkie zbadanie terenu zagrożonego osuwiskiem jest skanowanie laserowe [1]. Metoda ta rozwija się na całym świecie od kilku lat. W literaturze światowej zastosowanie naziemnego skanera laserowego do monitorowania osuwisk jest szeroko opisywane, zarówno w przypadku obserwacji typowych skarp i zboczy, jak i zboczy zagrożonych kombinacją ruchów masowych, np. zsuwu i obrywów skalnych. Skanowanie laserowe jest możliwe

w miejscach niedostępnych. W artykule [4] pokazano możliwości zastosowania skaningu laserowego do monitoringu aktywnego osuwiska Séchilienne we francuskich Alpach. Osuwisko to stanowi zagrożenie dla ludzi i dla drogi RD1091. Podobne wyniki zastosowania skaningu laserowego przedstawiono w artykule chińskich uczonych, którzy określili ryzyko powstania osuwiska na przykładzie osuwiska w Jingyang, prowincja Shaanxi [6]. Metodyka skanowania osuwisk naziemnym laserem rozwija się szybko w wielu państwach, w tym także we Włoszech, Holandii, USA czy Japonii, która ma bardzo dużo aktywnych osuwisk, w tym po trzęsieniach Ziemi. W Polsce technologia pomiarowa oparta na pomiarze skanerami laserowymi rozwija się dopiero od kilku lat, mając swoje zastosowanie w wielu dziedzinach. Pierwsze próby podjęte były w Państwowym Instytucie Geologicznym – Instytucie Badawczym [5]. Na przykładzie wykonanych pomiarów przemieszczeń można stwierdzić, że wykorzystanie naziemnego skanera laserowego pozwala na wyznaczenie wartości przemieszczenia z dokładnością milimetrową, przy jednoczesnym skróceniu czasu pomiaru, ograniczeniu składu wykwalifikowanego zespołu pomiarowego do jednej osoby i natychmiastowym uzyskaniu wartości występujących przemieszczeń.

W Katedrze Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej przeprowadzono kilkanaście obserwacji deformacji powierzchniowych naziemnym skanerem laserowym RIEGL VZ-400 będącym w wyposażeniu Katedry. Poniżej przedstawiono dwa przykłady realizacji. Punkty pomiarowe zlokalizowane były na poszczególnych osuwiskach, tak aby monitorować jak najlepiej nasypy i skarpy komunikacyjne. Tak zwane punkty dopasowania – targety, pomocne są w opracowywaniu danych. Naziemny skaner laserowy ustawiony był każdorazowo na tej samej pozycji wyznaczonej współrzędnymi GPS. Zadanie skanowania laserowego zostało każdorazowo zdefiniowane, identycznie w zakresie obszaru skanowania i gęstości siatki pomiarowej, dlatego porównanie dwóch pomiarów wykonanych w różnym czasie wykonano z należytą starannością. Przetwarzanie danych uzyskanych w procesie skanowania wykonano z wykorzystaniem specjalistycznego oprogramowania RiSCAN PRO. W kontekście monitorowania osuwisk na trasach komunikacyjnych najbardziej interesującym jest model różnicowy wykonany z co najmniej dwóch skanów w odpowiednich przedziałach czasowych. Przedział czasowy dobiera się w zależności od natężenia ruchu osuwiskowego. Zwykle powinien być to odstęp co najmniej 2–3 miesięczny [7].

Interesującym przykładem realizacji było monitorowanie osuwiska na linii kolejowej nr 8 Warszawa–Kraków w miejscowości Sadowie w województwie małopolskim od 2011 do 2014 roku [8]. Już od momentu wybudowania linii kolejowej numer 8 Warszawa–Kraków zaobserwowano w tym miejscu osuwanie się iltu i gliny na odcinku około 1 km. Osuwający się materiał częściowo zasypywał tor, a także powodował wypychanie mas iltu z dna wykopu wraz z torem ku górze, do wysokości około 1 m. Osuwanie mas ziemnych na tym odcinku powtarzało się wielokrotnie, niekiedy przybierając na sile. Szkody spowodowane osunięciem się gruntu naprawiono, stosując konstrukcje

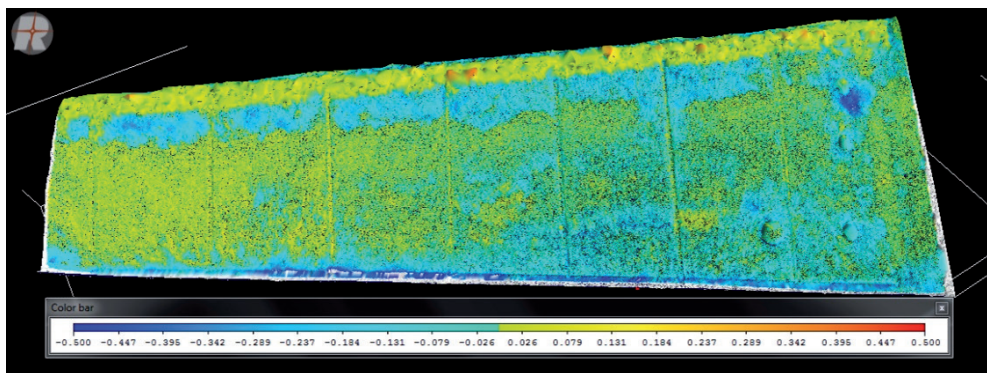
oporowe, odwodnienia powierzchniowe, drenaże i przypory żwirowe oraz studnie odwadniające wraz z instalacją lewarową, kanalizacją odprowadzającą wodę z drenaży i odwodnień powierzchniowych. Monitoringiem objęto dwa obszary (il. 4). Jeden – wzmocniony larsenami (I), drugi – wzmocniony palami z oczepem (II).



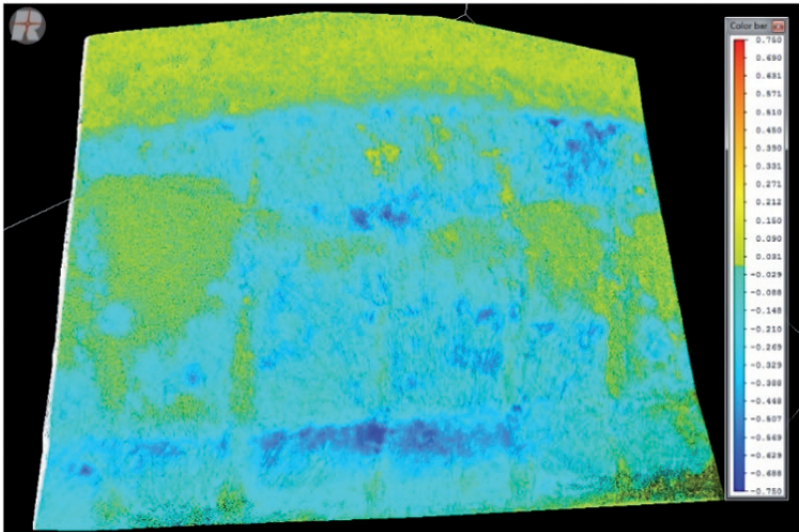
Il. 4. Poligony badawcze osuwiska w Sadowiu [8]

Poniżej przedstawiono modele różnicowe pierwszego (il. 5) i drugiego (il. 6) poligonu badawczego.

Jak można zauważyć, w pierwszym obszarze badań wzmocnionym larsenami przemieszczenia wykazują niewielkie deformacje rzędu ± 20 cm. W drugim obszarze te deformacje mają charakter od $+20$ do -40 cm. Ujemne deformacje wskazują na obsunięcia gruntu. Jest to wielkość wskazująca na ruchy osuwiskowe. Z badań wynika, że zabezpieczenie osuwiska w postaci ścianki larsenów spowodowało zatrzymanie ruchów osuwiskowych, natomiast rejon, gdzie zastosowano pale z oczepem, niestety dalej był aktywny.



Il. 5. Model różnicowy poligonu I (wrzesień 2013 – czerwiec 2014) [8]



Il. 6. Model różnicowy poligonu II (wrzesień 2013 – czerwiec 2014) [8]

4. PRZYKŁAD REALIZACJI

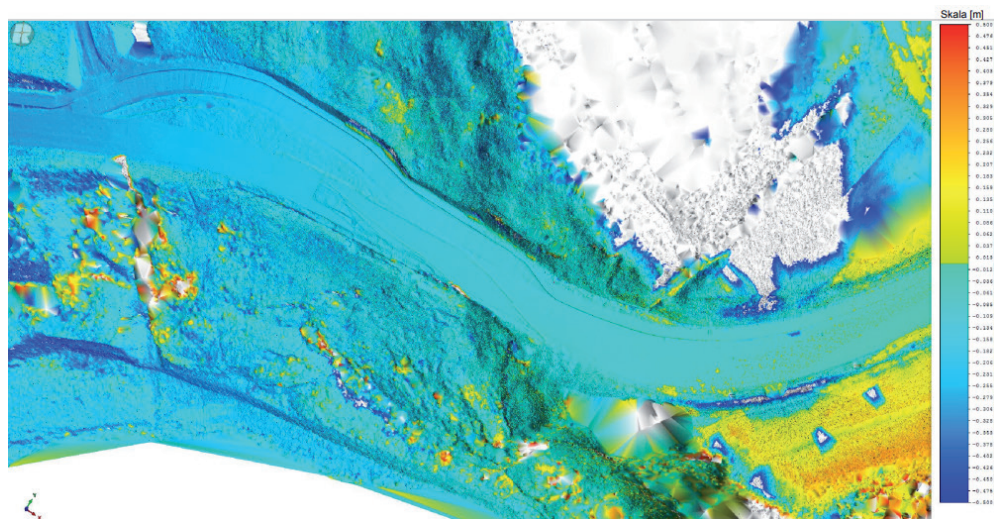
Aktualnie realizowane jest monitorowanie przedstawionego poniżej przypadku. Osuwisko, które znacznie uszkodziło drogę, znajduje się w województwie małopolskim, powiecie nowosądeckim, gminie Grybów, miejscowości Kąclowa, przy drodze wojewódzkiej nr 981, relacji Grybów–Krynica-Zdrój, pomiędzy przysiółkami Podziałówka i Durlakówka. Osuwisko to uaktywniło się w 2007 i 2010 roku, jednak ruchy osuwiskowe w tym rejonie traktowano wtedy jako uszkodzenia skarp drogowych i zabezpieczano jedynie pod tym kątem. Zabezpieczenie polegało na zastosowaniu w 2008 roku wzmocnienia drogi za pomocą mikropali zwieńczonych oczepek. W 2014 roku po opadach osuwisko uaktywniło się po raz kolejny. Utworzona została szczelina i świeża skarpa o wysokości ponad 3 m. Uszkodziło to konstrukcję zabezpieczenia (il. 7). Badania skanerem laserowym były przeprowadzone w dniach 18.12.2015 oraz 25.04.2016. Model różnicowy pokazano na il. 8.

Jak można zauważyć, droga wojewódzka nr 981 na odcinku częściowo przebudowanym poprzez wykonanie przejazdu awaryjnego, ulegała dalszemu obniżaniu. Największe deformacje po modernizacji monitorowanego odcinka drogi zaznaczyły się w miejscach, gdzie były prowadzone roboty drogowe polegające na wcięciu się w skarpe osuwiska i przesunięciu drogi w stronę tej skarpy. Jak widać, uaktywniło to ruch osuwiska w tym miejscu. Deformacje na samej drodze kształtują się od -45 do -10 cm. Obniżenie około -40 cm na samej drodze powstało w miejscu modernizacji przejazdu tymczasowego. Większe deformacje dochodzące do -50 cm są na poboczu modernizo-

wanego odcinka. Skarpa poniżej drogi, jak można zauważyć na il. 11, charakteryzuje się przyrostem materiału gruntowego – koluwium (rzędu +10 cm), a w niektórych punktach ujemnymi przyrostami (rzędu –50 cm). Świadczy to o ruchu całej skarpy.



Il. 7. Uszkodzona konstrukcja wzmocnienia w wyniku osuwiska na drodze wojewódzkiej nr 981 w Kąclowej. Fot. E. Pilecka



Il. 8. Model różnicowy drogi wojewódzkiej nr 981 w Kąclowej [10]

W efekcie zdecydowano o zastosowaniu zabezpieczenia zagrożonego odcinka drogi wojewódzkiej nr 981 w postaci mostu nad osuwiskiem (il. 9). W Katedrze Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów dalej prowadzono monitorowanie drogi wojewódzkiej nr 981 na osuwisku w Kąclowej. W tym wypadku skupiono się na monitoringu przyczółków mostowych. Pomiary wykonano: 06.07.2019 i 12.06.2020.

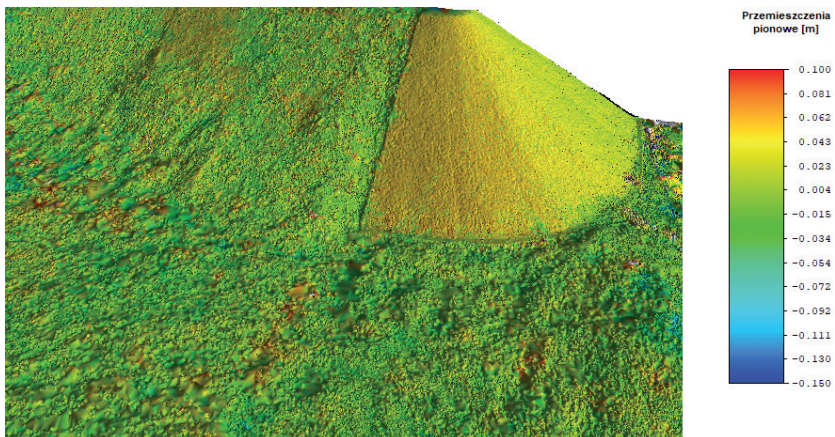
Do analizy przyjęto trzy obszary. Obszary „A” i „B” obejmują bezpośrednie sąsiedztwo przyczółków w miejscu dawnego występowania osuwiska aktywnego. Obszar „C” obejmuje skarpe znajdującą się po zachodniej stronie obiektu, w jego bliskim sąsiedztwie (il. 10). Modele różnicowe przedstawiono na il. 11–13.



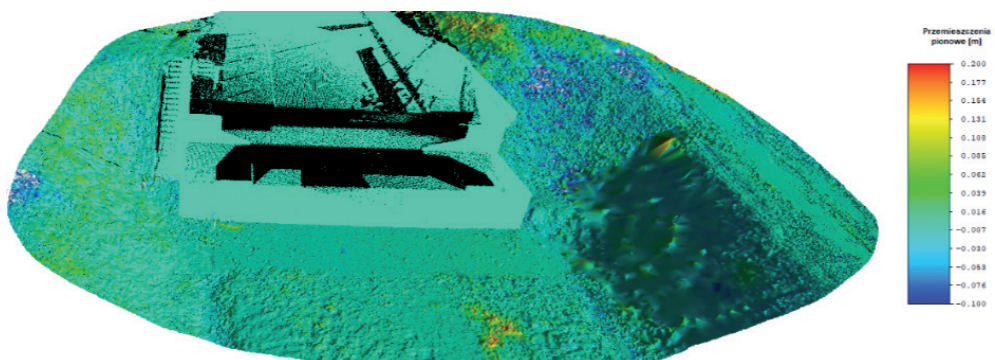
Il. 9. Przykładowe stanowisko pomiarowe (marzec 2019). Fot. K. Tomaszewicz



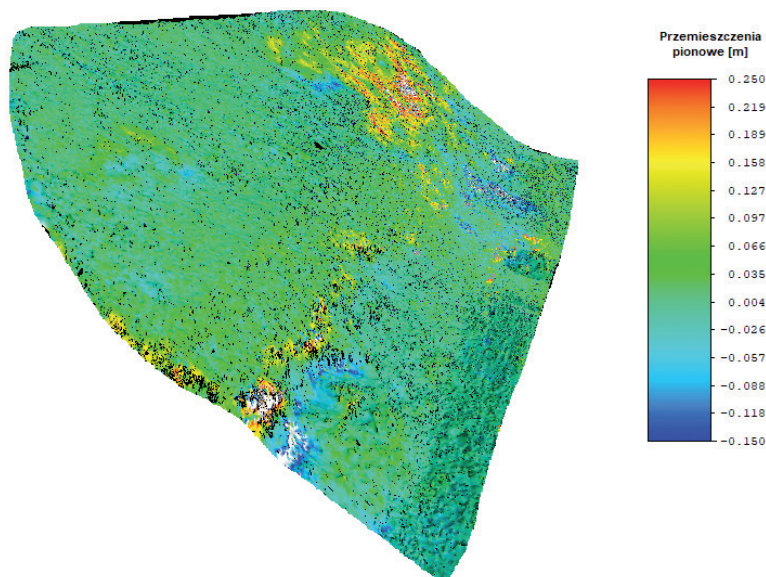
Il. 10. Oznaczenia obszarów przyjętych do analizy [9]



Il. 11. Model różnicowy obszaru „A” (07.2019–06.2020) [9]



Il. 12. Model różnicowy obszaru „B” (07.2019–06.2020) [9]



Il. 13. Model różnicowy obszaru „C” (07.2019–06.2020) [9]

Jak można zauważyć, analizując poszczególne wyniki modeli różnicowych, deformacje nie przekraczają ± 20 cm. Jest to wartość akceptowalna. Świadczy to o pozytywnym wpływie zastosowanego rozwiązania. Niemniej jednak deformacje pojawiają się i monitorowanie konstrukcji jest konieczne.

5. WNIOSKI

W niniejszej pracy przedstawiono praktyczny aspekt inżynierskiego wykorzystania naziemnego skanera laserowego RIEGL VZ-400 będącego na wyposażeniu Katedry Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów WIL PK. Przeprowadzono analizę metod monitorowania skanerami laserowymi. Pokazano zalety skanowania naziemnym skanerem laserowym w zastosowaniu do monitorowania infrastruktury komunikacyjnej. Głównymi atutami tej metody są dokładność skanowania ok. 5 mm, szybkość diagnozowania inżynierskiego (modele różnicowe) i powtarzalność pomiarów w tym samym miejscu. Osuwiska na skarpach i nasypach infrastruktury komunikacyjnej są specyficzne, nie są tak rozległe i wykorzystanie naziemnego skanera laserowego w zupełności spełnia oczekiwania co do ich monitoringu. Przedstawiono przykłady monitorowania przekopu kolejowego i nasypu drogowego. Jak można zauważyć, budowle te były poddane wzmocnieniu przy użyciu różnych wariantów konstrukcji. Niestety w pewnych obszarach ruchy osuwiskowe są tak intensywne, że konstruk-

cje nie spełniają swojej roli. Monitoring naziemnym skanerem laserowym pozwolił na zdiagnozowanie nasilenia deformacji. W przypadku przykopu w Sadowiu skuteczną metodą okazały się larseny, które skutecznie zahamowały ruch osuwiskowy. W przypadku drogi w Kąclowej prawdopodobnie skuteczne jest rozwiązanie w postaci mostu nad osuwiskiem, jednak monitoring dalej jest tu wskazany. Pozyskiwanie i analiza danych w czasie rzeczywistym stwarza potencjalne możliwości ostrzegania o utracie stateczności gruntu, co ma niewątpliwie znaczenie dla zapewnienia bezpieczeństwa ruchu drogowego na terenach osuwiskowych.

LITERATURA

- [1] Bozzano F., Cipriani I., Martino S., Mazzanti P., Prestininzi A., *Integrated continuous monitoring of landslides interacting with infrastructures: new insight from a site test for rock mass rheology and failure forecasting*, The Second World Landslide Forum, Rome 2011, WLF2-2011-0596.
- [2] Cała M., Stopkowicz A., *Wybrane zagadnienia analizy stateczności nasypów kolejowych – Metody do weryfikacji*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 2007.
- [3] Furtak K., Gaszyński J., Pabian Z., *Geotechniczne systemy zabezpieczeń i stabilizacji na terenach osuwiskowych, cz. 2*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 2012.
- [4] Kasperski J., Delacourt C., Allemand P., Potherat P., Jaud M., Varrel E., *Application of a Terrestrial Laser Scanner (TLS) to the Study of the Séchilienne Landslide (Isère, France)*, Remote Sensing, 2(12), 2010, 2785–2802.
- [5] Kramarska R., Frydel J., Jegliński W., *Zastosowanie metody naziemnego skningu laserowego do oceny geodynamiki wybrzeża na przykładzie klifu Jastrzębiej Góry*, Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego, 446, 2011, 101–108.
- [6] Sui L., Wang X., Zhao D., Qu J., *Application of 3D laser scanner for monitoring of landslide hazards*, The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, XXXVII, B1, 2008, 277–281.
- [7] Pilecka E., *Teledetekcja jako metoda analizy ruchów masowych*, Zeszyty Naukowe IGSMiE, 83, 2013, 103–115.
- [8] Pilecka E., Bazarnik M., *Application of terrestrial laser scanner for monitoring railway infrastructure threatened by landslides*, red. K. Stypuła, Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Inżynieria Lądowa, Kraków 2015.
- [9] Pilecka E., Tomaszewicz K., *Sprawozdanie z badań drogi na terenie osuwiska*, materiały archiwalne, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, WIL PK, Kraków 2020.

- [10] Pilecka E., Szwarkowski D., *Diagnostyka nasypu drogowego zlokalizowanego na czynnym osuwisku z wykorzystaniem naziemnego skaningu laserowego i numerycznego modelowania*, Autobusy, 12, 2016, 382–386.
- [11] Rybicki S., Margielewski W., Domagała A., *Osuwisko na stoku góry Palenica w Szczawnicy (pieniński pas skalowy) i jego związek z ekstremalnymi opadami w lipcu 1997 r.*, Przegląd Geologiczny, 11(46), 1997, 1162–1170.
- [12] Zabuski L., Thiel K., Bober L., *Osuwiska we fliszu Karpat Polskich*, Wyd. IBW PAN, Gdańsk 1999.

STRONY INTERNETOWE

- [13] <http://www.sadeczanin.info> (dostęp: 07.2020)
- [14] <http://www.geostandard.pl/img/plansza-osuwiska.pdf> (dostęp: 07.2020)

Aleksander Urbański*, Michał Grodecki**

METODA 2D/3D ANALIZY STATYCZNEJ PERIODYCZNEGO UKŁADU PALI STABILIZUJĄCYCH OSUWISKO

2D/3D METHOD OF STATIC ANALYSIS OF THE PERIODIC PILE SYSTEM STABILIZING A LANDSLIDE

STRESZCZENIE

Celem pracy jest przedstawienie nowatorskiej metody numerycznego modelowania systemu pali kotwionych stanowiących zabezpieczenie drogi przed osuwiskiem, zwanej metodą 2D/3D. Przedstawiono efektywną metodykę projektowania popartą analizą numeryczną rozwiązującą problem interakcji periodycznego układu pali i niestabilnej masy gruntu. Główną ideą metody 2D/3D jest połączenie pala z kontinuum 2D za pomocą fikcyjnych łączników typu Winklera o właściwościach zidentyfikowanych podczas analizy pomocniczego problemu 3D. Przedstawiono praktyczny przykład zastosowania zaproponowanego podejścia do rzeczywistego przypadku drogi zagrożonej osuwiskiem. Na jego podstawie omówiono ważne zagadnienia projektowe (siły wewnętrzne w palach i kotwach oraz stateczność układu grunt–konstrukcja).

Słowa kluczowe: osuwisko, pale, interakcja grunt–konstrukcja, analiza wieloskalowa

ABSTRACT

Objective of this work is to present an innovative method of numerical modeling of anchored piles system acting as a road protection against landslide, called “2D/3D method”. An effective methodology of the design supported by a numerical analysis, solving the problem of interaction of a periodic system of piles and the unstable soil mass is presented. The key idea of 2D/3D method is to join the pile with the 2D continuum by fictitious connectors of Winkler type with properties identified during analysis of a subsidiary 3D problem. Practical example of usage of proposed approach to a real case of a road endangered by a landslide is presented. On this base a discussion of important design issues (internal forces in piles and anchors or stability of the soil – structure system) is done.

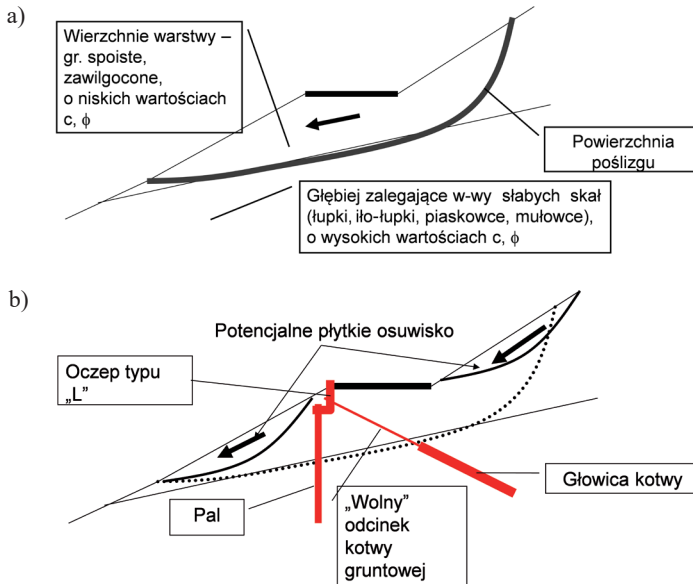
Keywords: landslide, numerical analysis, piles, soil-structure interaction, multi-scale analysis

* Dr hab. inż. Aleksander Urbański, prof. PK, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

** Dr inż. Michał Grodecki, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. WSTĘP

Typową sytuację na drogach przecinających stoki zagrożone osuwiskami, powszechnie spotykaną w rejonach podgórskich południowej Polski, schematycznie przedstawia il. 1a.



Il. 1. a) Schemat sytuacji geotechnicznej, b) schemat rozwiązania konstrukcyjnego stosowanego do zabezpieczenia drogi. Opracowanie aut.

W takiej sytuacji ruchy masowe są często inicjowane wzrostem wilgotności podłoża, co prowadzi do obniżenia parametrów wytrzymałościowych gruntów. Może to być spowodowane napływem wód gruntowych z góry lub silnymi opadami deszczu. Gdy parametry gruntu osiągną pewne wartości krytyczne, pojawia się powierzchnia poslizgu, zwykle znajdująca się na spodzie słabej warstwy. Osuwisko to powoduje na ogół znaczne deformacje i zniszczenie nawierzchni drogi, wymagające działań naprawczych oraz zapobiegawczych. W przypadku gdy głębokość, na której zalega mocniejsze podłoże, osiąga kilka metrów, właściwym, praktycznym sposobem zabezpieczenia drogi jest wprowadzenie układu pali i zakotwienie go w mocniejszych warstwach skalnych stabilizujących podłoże drogowe. Schematyczny widok takiego rozwiązania konstrukcyjnego podano na il. 1b. Warto zauważyć, że w opisanej sytuacji działanie stabilizujące tylko powierzchnię zbocza poniżej lub powyżej drogi nie przyniosłoby pożądanego efektu, ponieważ nie usuwałoby źródła problemu – poslizgu wzdłuż głęboko przebiegającej powierzchni. Z drugiej strony system pali stabilizuje jedynie drogę i jej podłoże, ale nie zapobiega pojawieniu się niektórych

„płytkich” osuwisk, które w razie potrzeby można ustabilizować innymi środkami, na przykład poprzez gwoździowanie.

Inna kwestia to odwodnienie całego terenu osuwiskowego, co jest zawsze korzystne. W praktyce jednak trudno zapewnić jego pełną efektywność, zwłaszcza gdy warstwy gruntów słabo przepuszczalnych (spoiстых) przeplatają się z gruntami bardziej przepuszczalnymi, a morfologia zbocza jest złożona i słabo rozpoznana. Informacje o przyczynach powstawania osuwisk i ich monitoringu podają w swoich pracach Pilecka i Kogut [8, 9].

Idea zabezpieczenia konstrukcyjnego drogi nie jest nowa i była z powodzeniem zastosowana w wielu podobnych sytuacjach. Zadaniem projektanta jest ustalenie parametrów układu, które musi być poprzedzone oszacowaniem sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych. Są to:

- pale: długość L i średnica D , odległość między nimi a , zbrojenie,
- kotwa gruntowa: rozpiętość, przekrój i wymagana nośność głowicy, naprężenie wstępne σ_0 ,
- belka czołowa: wymiary i zbrojenie.

W artykule przedstawiono efektywną metodę wykorzystującą analizę numeryczną do rozwiązywania problemu interakcji periodycznego układu pali i ośrodka gruntowego, nazwaną 2D/3D. Na wstępie wykonuje się analizę stateczności istniejącego zbocza, co w połączeniu z analizą wsteczną pomaga ustalić krytyczne wartości parametrów gruntu. Zostanie to przedstawione w następnej części na jednym przykładzie pochodzącym z praktyki inżynierskiej autorów. Wszystkie obliczenia zostaną wykonane przy użyciu systemu Metody Elementów Skończonych (MES) ZSoil.PC.

2. PRZEGLĄD AKTUALNEGO STANU WIEDZY

Problem pali obciążonych bocznie był i nadal jest przedmiotem wielu badań. Źródłami obciążenia poziomego są zewnętrzna siła pozioma i względny ruch gruntu otaczającego pal. Przedstawione badania zostały ukierunkowane na stworzenie metodologii numerycznej analizy 2D, tj. w warunkach płaskiego stanu odkształcenia (PSO), dla rzeczywistych przypadków osuwisk, często o skomplikowanych warunkach geotechnicznych, ale z uwzględnieniem istotnych efektów 3D. Metoda 2D/3D, choć przybliżona, jest bardziej efektywna niż pełna analiza 3D całego systemu pali i zbocza osuwiskowego. W pracy Urbańskiego [12] sprawdzono poprawność metody 2D/3D, porównując ją z analizą 3D, i uzyskano zadowalające wyniki. Podobne podejście do analizy stabilizacji budynku na osuwisku czynnym opisano w innych pracach autorów [15].

Przykłady zastosowania modelu typu Winklera dla gruntu do uzyskania zależności między przemieszczeniem poziomym pala a nośnością gruntu (tzw. krzywa P-Y) podaje Pando [7], ale bez uwzględnienia wpływu naprężeń pionowych (których

wpływ badają Taheri et al. [11]). Krzywe P-Y można uzyskać z pomiarów terenowych [7]. Autorzy identyfikują krzywą P-Y za pomocą modelowania numerycznego, co jest wygodniejsze w praktycznym zastosowaniu. Quin [8] opisuje testy laboratoryjne stosowane do modelowania względnego ruchu grunt–pal. Georgiadis et al. [2] przedstawiają wyniki analizy numerycznej interakcji pal–grunt wraz z analitycznym rozwiązaniem dla nośności granicznej. Uwagę zwracają na wpływ rozstawu pali oraz na interakcję pal–grunt. Won et al. [17] przedstawiają rozwiązanie dla pala w skarpie (sytuacja podobna do przedstawionej w tej pracy). Połączenie uproszczonej metody Bishopa (zastosowanej do zagadnienia stateczności skarpy) i plastycznej teorii stanu granicznego (opisanej przez Ito i Matsui [4], użytej do oszacowania parcia gruntu na pal) pozwala określić wartość współczynnika stateczności zbocza zbrojonego palami.

3. SYMULACJE NUMERYCZNE DLA STANU ISTNIEJĄCEGO

W skrócie przedstawiono analizę stateczności obszaru osuwiskowego wraz z drogą, pokazaną na il. 2. W dalszej części zostanie szczegółowo opisany układ konstrukcyjny zaprezentowany we wstępie. Do oszacowania współczynnika stabilności SF zastosowano metodę redukcji $c-\phi$, szczegółowo opisaną w [17, 3, 6]. Symulacje przeprowadzono w warunkach płaskiego stanu odkształcenia (PSO). Wszystkie grunty modelowano jako ośrodek sprężysto-plastyczny Mohra-Coulomba. Kompozyt wodno-gruntowy potraktowano jako ośrodek jednofazowy, głównie dlatego, że dokumentacja geotechniczna, która została przygotowana przed zaangażowaniem autorów w tę sprawę, zawierała dane umożliwiające tylko takie podejście, tj. wilgotność oraz całkowite wartości c i ϕ . Ponadto dwufazowe modelowanie kompozytu gruntowo-wodnego wymaga dokładnego rozpoznania pola ciśnień porowych, które w opisanej sytuacji praktycznej było trudne do uzyskania. Powodem jest to, że wszystkie słabe warstwy gruntu znajdowały się w obszarze częściowego nasycenia, ze stopniem wilgotności $S < 1$. Dla gruntów znajdujących się poniżej zwierciadła wody uwzględniono siłę wyporu.

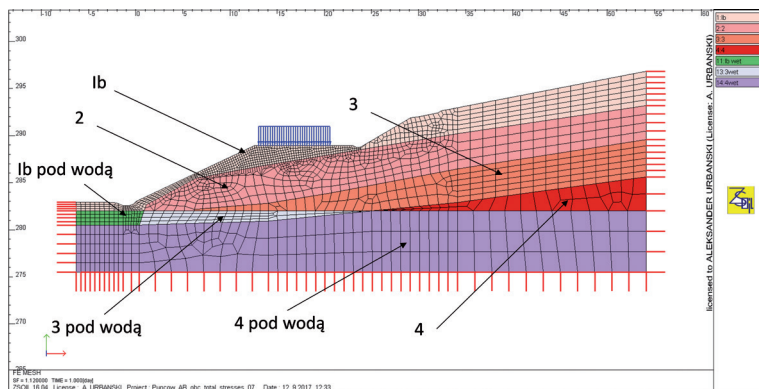
Tabela 1

Parametry gruntu stosowane w analizie stateczności. Opracowanie aut.

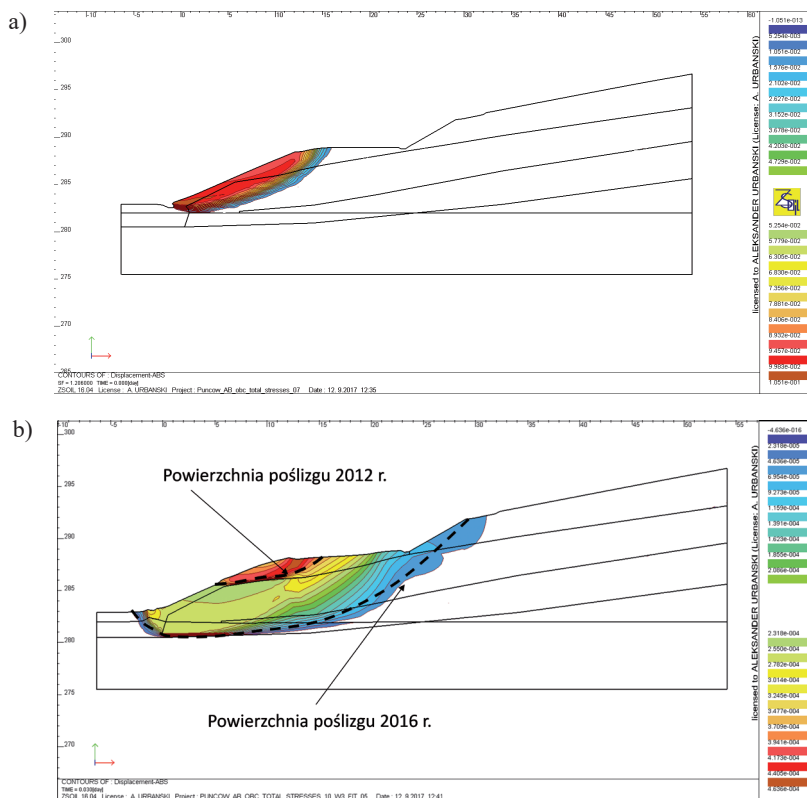
ID	Materiał	E [MPa]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
1	Ib (niekontrolowany nasyp)	16	20,6	10,00 (5,5)*	9,00 (5,5)*
2	łupek, mułowiec, glina	20	19,5	20,77	3,13
3	brekcja (łupek + glina)	20	20,6	11,83 (4,50)*	25,04 (21,00)*
4	mułowiec, łupek	500	24,5	50,00	50,00

* Parametry w nawiasach to krytyczne parametry otrzymane z analizy wstecznej problemu stateczności, który zostanie opisany w dalszej części pracy.

W pierwszej kolejności przeprowadzono analizę stateczności istniejącego stanu skarpy *in situ* (model numeryczny – patrz il. 3).



Il. 2. Model numeryczny obszaru osuwiska. Opracowanie aut.



Il. 3. Powierzchnia poślizgu: a) w stanie istniejącym $SF = 1,20$, b) dla krytycznych parametrów warstw Ib i 3, $SF = 1,04$ w stanie bez obciążenia drogowego lub $SF = 1,00$ przy obciążeniu drogowym $q = 6,75$ kPa. Opracowanie aut.

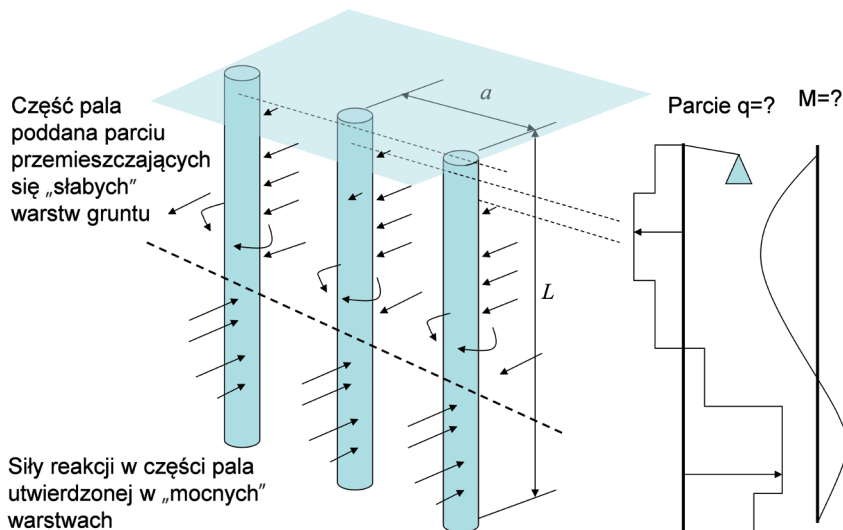
Uzyskana wartość współczynnika stateczności $SF = 1,20$ bez obciążenia drogowego i $SF = 1,12$ przy obciążeniu drogowym 25 kPa (zgodnie z rozporządzeniem [9]) wskazuje, że uszkodzenie skarpy jest bardzo prawdopodobne (patrz: il. 3a). Chodzi jednak o to, że badania geotechniczne *in situ* wykonywano w innych warunkach (głównie stan nawodnienia gruntu) niż występujące w czasie występowania ruchów masowych. W istniejącej dokumentacji geotechnicznej opisano 2 historyczne rodzaje uszkodzeń. Pierwszy, zarejestrowany w 2012 r., jest płytkim zsuwem, zlokalizowanym głównie w warstwie Ib. Drugi, zaobserwowany w 2016 r., jest znacznie głębszy, zlokalizowany głównie w warstwie brekcji 3. Przeprowadzono więc analizę wsteczną, aby uzyskać SF bliskie 1,0 z postaciami zniszczenia podobnymi do obserwowanych w rzeczywistości. Dla parametrów krytycznych niekontrolowanego nasypu Ib ($c_{cr} = 5,5$ kPa $\phi_{cr} = 5,5^\circ$) i brekcji 3 ($c_{cr} = 21$ kPa, $\phi_{cr} = 4,5^\circ$) uzyskano $SF = 1,04$ (bez obciążenia drogowego) oraz utratę stateczności wywołaną obciążeniem drogowym $q = 6,75$ kPa. Uzyskane parametry krytyczne warstw Ib i 3 wykorzystano w dalszych obliczeniach. Uzyskany schemat zniszczenia jest bardzo podobny do opisanego w dokumentacji geotechnicznej (patrz: il. 3b).

4. ANALIZA NUMERYCZNA STANU PROJEKTOWANEGO

4.1. ZAŁOŻENIA I SFORMUŁOWANIE PROBLEMU

Analiza ma na celu ustalenie dwóch najistotniejszych do projektowania opisywanego układu konstrukcyjnego wyników, są to: 1) siły wewnętrzne w palach (momenty zginające, siły tnące), 2) siły rozciągające w kotwach.

Analiza globalna dotycząca wybranych przekrojów zostanie przeprowadzona przy założeniu płaskiego stanu odkształcenia (PSO), głównie ze względu na efektywność procesu projektowania oraz brak zadowalających informacji o geometrii przestrzennej morfologii skarpy. Z drugiej strony pojawia się widoczna sprzeczność, gdyż wszystkie pola mechaniczne w otoczeniu pala (przemieszczenia \mathbf{u} , odkształcenia $\boldsymbol{\varepsilon}$ i naprężenia $\boldsymbol{\sigma}$) mają charakter 3D i drastycznie naruszają założenia dwuwymiarowego modelu PSO. Te lokalnie trójwymiarowe i periodyczne pola decydują o siłach działających na pal od przemieszczającej się masy gruntu przy aktywnym osuwisku. W konsekwencji generują one rozkład sił wewnętrznych w palach oraz siły w kotwach. W celu wiarygodnego przybliżenia pełnego trójwymiarowego rozwiązania problemu interakcji za pomocą modelu 2D PSO proponuje się metodę nazywaną 2D/3D. Metoda 2D/3D pierwotnie była opracowana przez Urbańskiego [12] wraz z Łabudą [13] i Grodeckim [14] do analizy periodycznego układu pali obciążonych zewnętrznymi siłami poziomymi, co ma kluczowe znaczenie przy projektowaniu ścianek berlińskich.



Il. 4. Przestrzenny schemat statyczny periodycznego układu pali. Opracowanie aut.

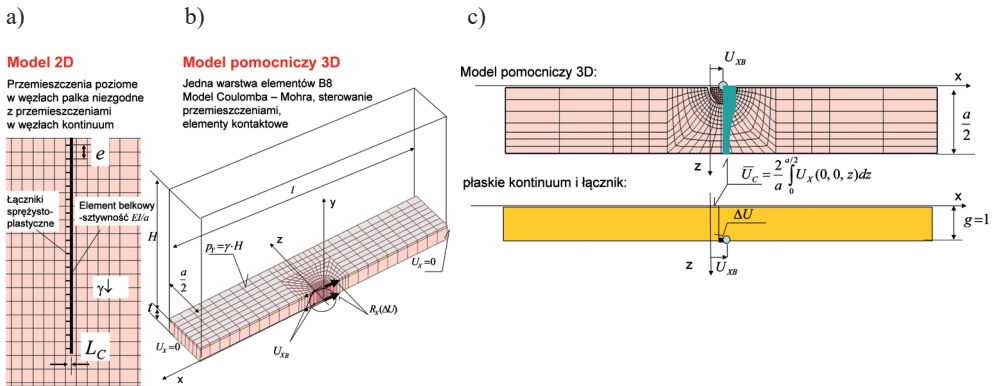
W tym przypadku sytuacja jest odwrotna (il. 4), ponieważ położenie pala może być traktowane jako stałe ze względu na jego zakotwienie i sztywność, ale otaczający go maszyn grunty ma tendencję do przemieszczania się wokół niego. Metoda 2D/3D ma pełne zastosowanie również i w tym przypadku, ponieważ kluczowym czynnikiem jest względny ruch mierzony jako przemieszczenie pomiędzy palami a otaczającym go gruntem. Metoda jest otwarta dla zastosowania dowolnego modelu konstytutywnego podłoża gruntowego, w tym przypadku stosowany jest standardowy model sprężysto-plastyczny Mohra-Coulomba. W metodzie 2D/3D model płaskiego stanu odkształcenia (PSO) uzupełnia zestaw poziomych łączników – prętów sprężysto-plastycznych pomiędzy elementami belkowymi modelującymi pal a elementami kontinuum 2D. Całą metodologię rozwiązania problemu można postrzegać jako podejście wieloskalowe.

4.2. IDENTYFIKACJA ŁĄCZNIKÓW SPRĘŻYSTO-PLASTYCZNYCH METODĄ 2D/3D ANALIZY PERIODYCZNEGO UKŁADU PALI PODDANYCH OBCIĄŻENIU POZIOMEMU

Kluczowym punktem metody 2D/3D jest identyfikacja właściwości łącznika. Ideę pokazano na il. 5 i krótko wyjaśniono poniżej. Jak wspomniano w poprzednim punkcie, cała procedura identyfikacji przebiegać będzie podobnie jak w przypadku pali dociskanych poziomo do gruntu, czyli z układem odniesienia przyłączonym do kontinuum. Analizując periodyczny system pali zabezpieczający osuwisko, należy stwierdzić, że położenie pala jest stałe, ale kontinuum gruntu się przesuwają. Jednak w obu przypadkach dzięki pojęciu względnych przemieszczeń między gruntem a palą wyniki, takie jak siły wzajemnego oddziaływania między nimi, będą ilościowo

identyczne. Identyfikacja sztywności i właściwości wytrzymałościowych łączników zostanie przeprowadzona na podstawie funkcji opisującej zależność siły reakcji od wymuszonego przemieszczenia pała, uzyskanej z pomocniczego problemu 3D dla warstwy o dowolnej małej grubości t . Jedyne $1/2$ długości a pojedynczego segmentu struktury periodycznej jest brana pod uwagę ze względu na symetrię. Pionowe obciążenie działające na warstwę to ciężar własny gruntu zalegającego powyżej danej warstwy p_Y . W modelu MES warstwy gruntu wzięcie pod uwagę obciążenia pionowego i wynikających z niego naprężeń ściskających $\sigma_{YY} = -p_Y$ ma kluczowe znaczenie, ponieważ naprężenia te, wprowadzone do warunku plastyczności (w pełnej postaci 3D), mają zasadniczy wpływ na stan plastyczny i odpowiedź ośrodka, szczególnie gdy grunt ma niską kohezję $c \approx 0$. W systemie ZSoil.PC można to osiągnąć, budując model 3D MES z jedną warstwą elementów sześciściennych. Pomiedzy pałem a gruntem wprowadza się elementy kontaktowe przy założeniu jednostronnego kontaktu (przy stałej topologii elementów). Kinematyczne warunki brzegowe są następujące (il. 5b):

- wymuszone przemieszczenia poziome $U_x(0, t, 0) = U_x(0, 0, 0) = U_{XB}$, w środkowych węzłach pała;
- w płaszczyznach YZ, brak przemieszczeń poziomych (w wystarczającej odległości $l/2$ od środka): $U_x(x = \pm l/2, y, z) = 0$;
- w płaszczyznach XY (z symetrii i periodyczności układu): $U_z(x, y, z = l/2a) = U_z(x, y, z = 0) = 0$;
- w płaszczyźnie XZ (na dole modelu): $U_y(x, y = 0, z) = 0$;



Il. 5. Idea modelowania MES metodą 2D/3D: a) model 2D PSO w płaszczyźnie z pałem i łącznikami; widok w płaszczyźnie XY, b) pomocniczy model 3D MES warstwy z pałem, c) równowaga obu modeli: pomocniczy 3D – model 2D PSO z łącznikiem w rzucie XZ. Opracowanie aut.

Wynik jest sumą 2 sił reakcji (w dolnym i górnym węźle) w funkcji różnicy między przemieszczeniem pała U_{XB} a średnim przemieszczeniem gruntu U_C dla $x = 0$:

$$\bar{U}_C = \frac{2}{a} \int_0^{a/2} U_x(0, 0, z) dz \quad (1)$$

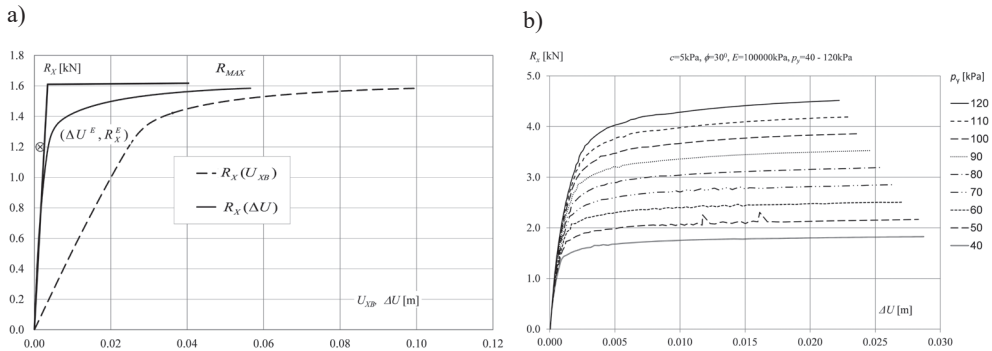
Należy zauważyć, że przyjęcie różnicy ΔU , a nie samego przemieszczenia U_{XB} jako argumentu, jest koniecznością, ponieważ przy tym warunku kinematycznym (tj. periodycznym w kierunku z) siła reakcji na przyłożone przemieszczenie jest silnie zależna od długości modelu l w kierunku x (jest zależna liniowo), podczas gdy dla różnicy $\Delta U = U_{XB} - U_C$ tak nie jest. Przedstawiono to na il. 6a, na przykładowym modelu pomocniczym warstwy. W modelu 3D U_{XB} jest przemieszczeniem pala, które w modelu 2D jest przyłożone do zewnętrznego węzła łącznika. U_C jest wartością uśrednionych przemieszczeń na przekroju YZ modelu 3D w miejscu położenia osi pala, jak pokazano na il. 5c, natomiast w modelu 2D przedstawia poziome przemieszczenie kontinuum w położeniu osi pala.

Różnica przemieszczeń jest wydłużeniem łącznika:

$$\Delta U = U_{XB} - \overline{U_C} \Rightarrow \varepsilon_c = \frac{\Delta U}{L_C} \tag{2}$$

Jest to podstawowa wielkość przedstawiająca fluktuacje pola przemieszczeń wywołanych obecnością pala do zastosowania w modelu PSO całego układu. Il. 6a przedstawia reakcję R_X jako funkcję i jej przybliżenie funkcją biliniową. Wynikające z sił reakcji naprężenia odporowe q , uśrednione na powierzchni $t \cdot \frac{1}{2}a$, można łatwo otrzymać jako:

$$q(\Delta U) = \frac{2 \cdot 2 \cdot R_X(\Delta U)}{t \cdot a} \tag{3}$$



Il. 6. a) Siła reakcji jako funkcja wymuszonego przemieszczenia U_{XB} i przyrostu przemieszczenia ΔU ;
 b) zależność dla różnych poziomów obciążenia pionowego p_y przy parametrach $a = 2,0$ m, $D = 0,40$ m, $t = 0,1$ m. Opracowanie aut.

Przyjąć należy, że w modelu 2D PSO łączniki o powierzchni A_C są równomiernie rozłożone w odległości e , biorąc pod uwagę statyczną równowagę między siłą w łączniku a siłą wynikającą z naprężeń odporowych q na powierzchni $F_C = eg$ w postaci:

$$\sigma_C \cdot A_C = q \cdot e \cdot g \quad (4)$$

gdzie $g = 1$ to jednostkowa szerokość wycinka (w kierunku z) w modelu PSO. Funkcja wiążąca naprężenia z odkształceniami w łącznikach to:

$$\sigma_C(\varepsilon_C) = \frac{q \cdot e \cdot g}{A_C} = \frac{4e \cdot g}{t \cdot a \cdot A_C} R_X(\varepsilon_C \cdot L_C) \quad (5)$$

Właściwości sprężysto-plastyczne łącznika (a raczej jego przybliżonego, biliniowego modelu) to moduł Younga fikcyjnego elementu kratownicy:

$$E_C = \frac{4 \cdot R_X^E \cdot e \cdot g \cdot L_C}{t \cdot a \cdot A_C \cdot \Delta U^E} \quad (6)$$

gdzie R_X^E , ΔU^E są wartościami używanymi do określenia sprężystości łącznika oraz wytrzymałości na rozciąganie/ściskanie jego materiału f_C :

$$f_C = \frac{4 \cdot R_{\text{MAX}} \cdot e \cdot g}{t \cdot a \cdot A_C} \quad (7)$$

Charakterystyki te zależą od geometrii periodycznego układu palowego, konstytutywnych właściwości gruntu oraz głębokości, na jakiej znajduje się rozpatrywana warstwa.

4.3. WYNIKI IDENTYFIKACJI DLA METODY 2D/3D

W tym miejscu przedstawiono wybrane wyniki dla pomocniczych problemów 3D dotyczących identyfikacji łączników. Są one związane z założonym układem geometrycznym (odległość pozioma pala a , średnica pala D , grubość warstw $t = 0,1$ m) i konstytutywnymi danymi modelowymi gruntu w każdej warstwie. Dla modelu Mohra-Coulomba są to: moduł Younga E , kohezja c , kąt tarcia ϕ , kąt dylatacji ψ (tu przyjęto $\psi = 0$) oraz, co nie jest oczywiste, do pionowego naprężenia ściskającego p_γ . Ostatnią zależność można prześledzić na przykładowych wykresach przedstawionych na il. 6b. W analizowanym zbczu wprowadzono następujący układ pali: odległość $a = 2,0$ m, średnica pala $D = 0,4$ m, długość pala $L = 12,0$ m (wybrano do mocowania dolnej części pala w warstwach skalistych na długości około 4 m). Wzdłuż całego pala łączniki układu się w odległości $e = 0,25$ m, ich długość $L_C = 0,30$ m. Należy zauważyć, że modelowanie tej sytuacji w systemie ZSoil jest bardzo proste i szybkie,

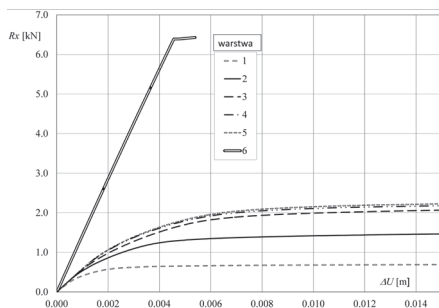
ponieważ węzły siatki kontinuum 2D nie muszą pokrywać się z węzłami wprowadzonych elementów kratownicy reprezentujących łączniki. W przeciwnym razie, jeśli jakiegokolwiek inne oprogramowanie nie akceptuje węzła kratownicy znajdującego się w dowolnym punkcie w obrębie elementów continuum, siatka 2D musi być przygotowana starannie, z uwzględnieniem obecności łączników. Po ustaleniu geometrii należy wykonać kilka szybkich obliczeń na pomocniczym modelu 3D, z różnymi danymi konstytutywnymi warstw gruntu i obciążeniem pionowym p_γ , aby ustalić właściwości łączników (E_C, f_C), zgodnie z równ. (6) i (7). Przyjmując powierzchnię łączników przypadającą na grubość jednostkową modelu PSO $g = 1,0$ m jako $A_C = 1$ m² i uśredniony ciężar objętościowy gruntu $\gamma = 20,0$ kN/m³, ich przybliżone wartości podano w tabeli 2. Dodatkowo podano tam numery referencyjne położenia wzdłuż pala, zastosowane na il. 7b. Parametry warstwy w podłożu „mocniejszym” podano pogrubioną czcionką. Na il. 7a pokazano wszystkie charakterystyki siła–przemieszczenie zastosowane w rozważanym przykładzie.

Tabela 2

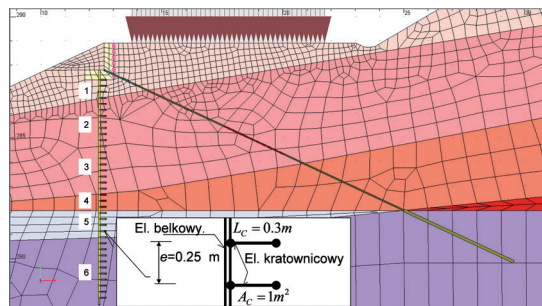
Właściwości łączników. Opracowanie aut.

ID łącznika	Grunt Oznaczenia wg tabeli 1	Obciążenia pionowe		Właściwości łączników	
		Głębokość H [m]	p_γ [kPa]	E_C [kPa]	f_C [kPa]
1	niekontrolowany nasyp, Ib	2	40	862,3	6,9
2	łupek, mułowiec, glina, 2	4	80	1280,1	14,7
3	łupek, mułowiec, glina, 2	6	120	1461,6	20,7
4	brekcja (łupek + glina) 3	7	140	1582,1	21,8
5	brekcja (łupek + glina) 3	8	160	1597,0	22,2
6	mułowiec, lupek, 4	10	200	4203,9	63,9

a)



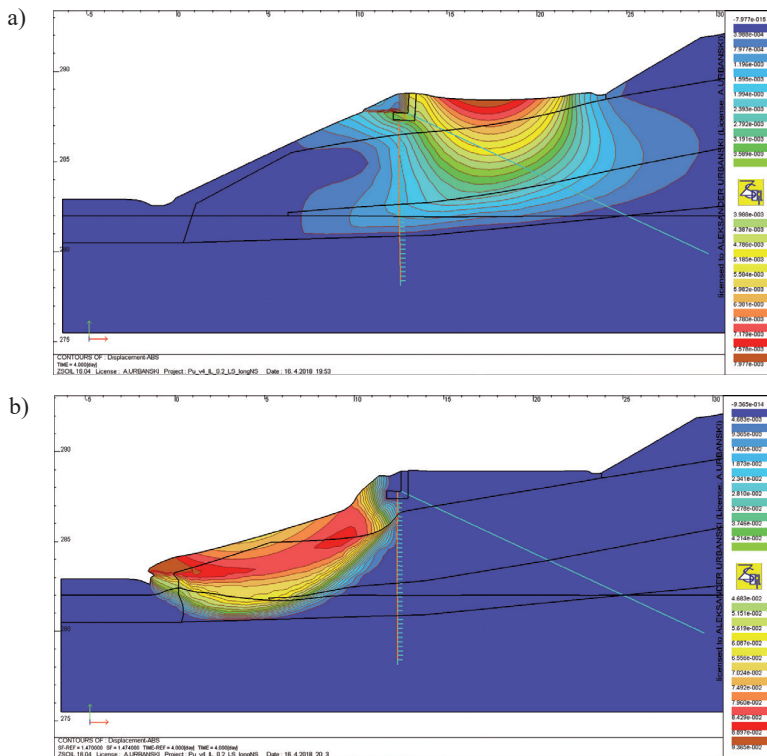
b)



Il. 7. a) Siły reakcji dla warstw o parametrach danych w tabeli 2; b) układ łączników z palami i kotwami wprowadzonymi do modelu płaskiego stanu odkształcenia. Opracowanie aut.

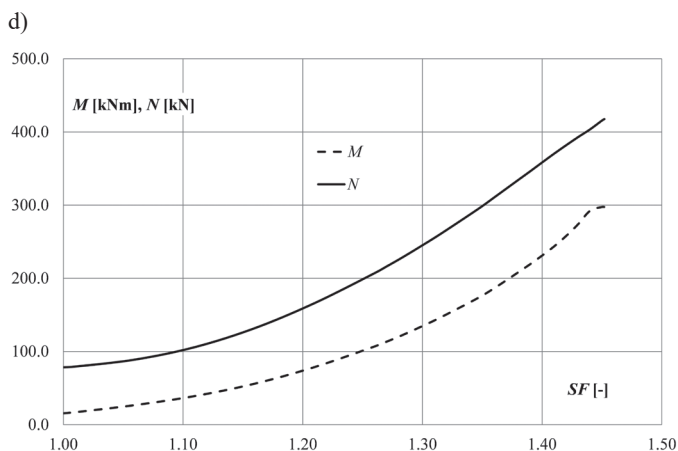
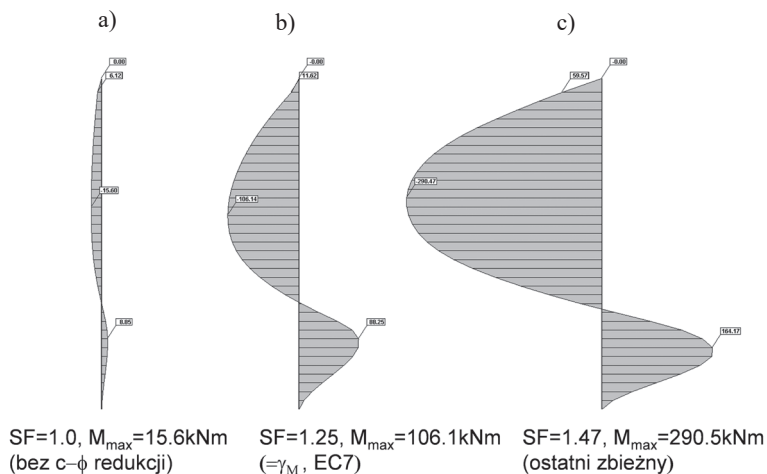
4.4. OMÓWIENIE WYNIKÓW DLA SYSTEMU STABILIZOWANEGO

Pierwszą kwestią dotyczącą całego systemu zabezpieczenia drogi przed osuwiskiem jest wynik analizy stateczności. Jak widać na mapach $\|\Delta u\|$ (il. 8), dzięki wprowadzonemu układowi pali i kotwom współczynnik stateczności oszacowany dla krytycznych parametrów gruntu, rozpoznanych w p. 2, podanych w tabeli 1, wzrasta, od $SF_0 = 1,00$, otrzymanego dla skarpy bez wzmocnienia, obciążonego 20% wymaganego obciążenia ruchomego na drodze, do $SF_1 = 1,47$. Powiązana powierzchnia poślizgu przemieszcza się w kierunku nachylonej powierzchni poniżej drogi i nie rozprzestrzenia się do wnętrza zbocza. W ten sposób osiąga się główny cel, jakim jest zabezpieczenie drogi, chociaż nadal istnieje problem osuwisk, który obecnie dotyczy tylko zbocza poniżej drogi. Ponadto dla wzmocnionego układu poddanego obciążeniu drogowemu $q = 25$ kPa przed uruchomieniem algorytmu redukcji $c-\phi$ nie są widoczne oznaki utraty stateczności (np. lokalizacja pola odkształceń). Kolejny ważny wynik dotyczy samego pala. Na il. 9 przedstawiono wykresy momentów zginających w palu, otrzymane w różnych stanach algorytmu redukcji $c-\phi$ zastosowanego do badania stateczności układu.



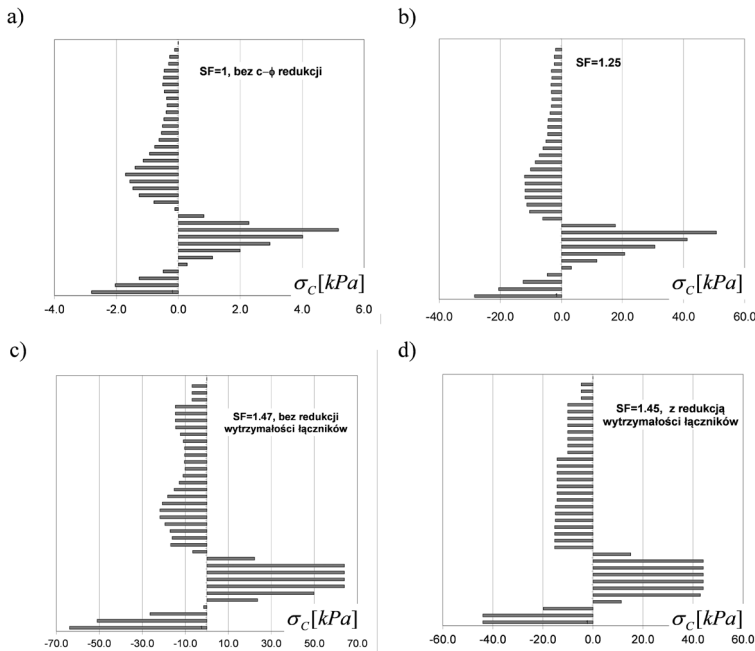
Il. 8. Wzmocniony system po wprowadzeniu pala i kotew: a) deformacja towarzysząca ruchomemu obciążeniu drogowemu; b) mechanizm zniszczenia dla $SF_1 = 1,47$. Opracowanie aut.

Należy zwrócić uwagę, że maksymalne momenty w palu zależą nieliniowo od zastosowanych parametrów współczynnika redukcji SF. Zależność tę oraz siłę rozciągającą w kotwach przedstawiono na il. 9. Wartość $SF = 1,25$ w algorytmie redukcji $c-\phi$ wybrano do prezentacji sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych, ponieważ dokładnie odpowiada ona częściowemu współczynnikowi bezpieczeństwa materiału $\gamma_M = 1,25$, co jest wartością zalecaną w europejskiej normie projektowej (Eurokod 7 [5]), wykorzystywaną do oszacowania „efektu oddziaływań”. Siły wewnętrzne dla $SF = \gamma_M = 1,25$ są brane pod uwagę przy projektowaniu szczegółowym pali, kotew i belki czołowej. Szersze omówienie zagadnienia częściowego współczynnika materiału i obciążenia podają Bogusz i Godlewski [1].



Il. 9. Momenty zginające w palu. Przypadek obciążenia drogowego 25 kN/m^2 : a) bez redukcji parametru wytrzymałości, b) przy $SF = 1,25$, c) w ostatnim stanie zbieżnym, przy $SF = 1,47$; d) maksymalny moment zginający M w pale i siła normalna N w kotwie w funkcji SF. Opracowanie aut.

Interesującymi wynikami są naprężenia w łącznikach, pokazane na il. 10. Dyskusyjną i otwartą kwestią jest, czy podczas analizy stateczności algorytmem redukcji $c-\phi$ należy zmniejszyć wytrzymałość łącznika f_c , tak jak ma to miejsce w przypadku kontinuum otaczającego pal. Jeśli tak, to oddziaływujące siły osiągną stan graniczny pokazany na il. 10d, w przeciwnym razie większość łączników pozostanie w stanie sprężystym.



Il. 10. Naprężenia w łącznikach dla różnych współczynników redukcji wytrzymałości SF. Opracowanie aut.

5. UWAGI KOŃCOWE

Przedstawiona w artykule metoda 2D/3D jest prostym narzędziem obliczeniowym do analizy interakcji pali z gruntem pod wpływem obciążenia poziomego, które jest ważnym czynnikiem w projektowaniu różnych układów geostabilizacyjnych. Jest to szczególnie przydatne w praktycznych przypadkach, gdy periodyczny układ pali jest częścią większego systemu (np. skarpy zagrożonej osuwiskami), analizowanego metodą 2D MES. Umożliwia to uwzględnienie lokalnych zjawisk 3D w otaczającym pale gruncie i ich wpływu na odkształcenia i stateczność całego układu. Główną ideą metody 2D/3D jest połączenie pala z kontinuum w płaskim stanie odkształcenia (PSO) za pomocą fikcyjnych łączników typu Winklera o właściwościach P-Y zidentyfikowanych podczas analizy pomocniczego problemu 3D.

Podczas opisanych prac wykorzystano system MES ZSoil.PC bez żadnych dostosowań. Tak więc każdy inny system MES specjalizujący się w geomechanice (np. PLAXIS, DIANA) może być użyty do realizacji opisanej metody. Autorzy zastosowali metodę 2D/3D w kilku projektach zabezpieczenia dróg w południowej Polsce w ciągu ostatnich pięciu lat. Wszystkie zaprojektowane konstrukcje wytrzymały obfite opady deszczu w maju 2019 r. Podobne epizody powodowały wcześniej pojawienie się osuwisk i stopniowe niszczenie dróg. Jako zadowalające oceniono także ekonomiczne aspekty procesu budowlanego.

LITERATURA

- [1] Bogusz W., Godlewski T., *Philosophy of geotechnical design in civil engineering – possibilities and risks*, Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences, 67(2), 2019, 289–306.
- [2] Georgiadis K., Sloan S.W., Lyamin A.V., *Ultimate lateral pressure of two side-by-side piles in clay*, Geotechnique, 63, 2013, 733–745.
- [3] Griffiths D.V., Lane P.A., *Slope stability analysis by finite elements*, Geotechnique, 49, 1999, 387–403.
- [4] Ito T., Matsui T., *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles*, Soils and Foundations, 15(4), 1975, 43–59.
- [5] Eurocode 7: Geotechnical Design (EN-1997).
- [6] Matsui T., San K.-C., *Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique*, Soils and Foundations, 32, 1992, 59–70.
- [7] Pando M.A., *Analyses of lateral loaded piles with P-Y Curves – observations on the effect of pile flexural stiffness and cyclic loading*, materiały pokonferencyjne, 7 THGeo3 T2, Raleigh 2013.
- [8] Pilecka E., Kogut J., *Application of the terrestrial laser scanner in the monitoring of earth structures*, Open Geosciences, 12, 2020, 503–517.
- [9] Pilecka E., Kogut J., Szwarek D., *Analysis of landslide effects along a road located in the Carpathian flysch*, Open Geosciences, 10(1), 2018, 517–531.
- [10] Quin H.Y., *Response of pile foundations due to lateral force and soil movement*, praca doktorska, Griffith School of Engineering, Griffith University, Australia, 2010.
- [11] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430.
- [12] Taheri O., Moayed R.Z., Nozari M., *Lateral soil-pile stiffness subjected to vertical and lateral loading*, Journal of Geotechnical and Transportation Engineering, 1(2), 2015, 30–37.

- [13] Urbański A., *A simplified computational model for a periodic system of horizontally loaded piles*, materiały pokonferencyjne, 3-rd International Symposium on Computational Geomechanics, 21–23 sierpień, Kraków 2013.
- [14] Urbański A., Łabuda A., *Metoda modelowania 2D/3D układów typu „ścianka berlińska” zabezpieczających głębokie wykopy*, Technical Transactions 27, 2012, 169–182.
- [15] Urbański A., Grodecki M., *Analiza stanu awaryjnego zabezpieczenia głębokich wykopów ściankami berlińskimi*, Technical Transactions 27, 2012.
- [16] Urbański A., Grodecki M., *Protection of a building against landslide. A case study and FEM simulations*, Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences, 67(3), 2019, 657–664.
- [17] Won J., You K., Jeong S., Kim S., *Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems*, Computers and Geotechnics, 32, 2005, 304–315.
- [18] Zimmermann T., Truty A., Urbański A., Podleś K., *ZSoil.PC 2003 manual. Theory*, Elmepress international & Zace Services ltd., Lozanna 2005.

Michał Grodecki*

MODELOWANIE NUMERYCZNE KONSTRUKCJI Z GABIONÓW

NUMERICAL MODELING OF GABION STRUCTURES

STRESZCZENIE

Tematem niniejszej pracy jest modelowanie numeryczne murów oporowych z gabionów. Zastosowano modelowanie wieloskalowe – od pojedynczego drutu przez siatkę sześciokątną spletaną po cały mur oporowy z gabionów. Specjalną uwagę poświęcono określeniu parametrów zastępczego (zhomogenizowanego) ośrodka typu Coulomba-Mohra dla gabionu. Uwzględniono wpływ połączeń pomiędzy gabionami.

Słowa kluczowe: gabiony, modelowanie numeryczne, metoda elementów skończonych (MES)

ABSTRACT

The subject of this work is numerical modeling of gabion retaining walls. Multiscale modeling was used – from a single wire, through a hexagonal mesh, to an entire gabion retaining wall. Special attention was paid to determining the parameters of a Coulomb-Mohr substitute (homogenized) medium for a gabion. The influence of connections between gabions was taken into account.

Keywords: gabions, numerical modelling, finite element method (FEM)

* Dr inż. Michał Grodecki, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Łąkowej, Politechnika Krakowska

OZNACZENIA

A	– pole przekroju połączeń na 1 mb muru [m^2/m]
A_i	– pole powierzchni przekroju drutu [m^2]
A_l	– pole przekroju łącznika kratownicowego [m^2]
b	– najmniejszy wymiar gabionu
B	– szerokość gabionu [m]
c	– kohezja [kPa]
c_r	– dodatkowa kohezja w gabionie [kPa]
d	– rozstaw drutów podwójnych w siatce [m]
E	– moduł Younga połączeń [GPa]
E_l	– moduł Younga łączników kratownicowych [GPa]
f_{ii}	– wytrzymałość drutu na rozciąganie [MPa]
f_{il}	– wytrzymałość na rozciąganie łącznika kratownicowego [kPa]
F_t	– wytrzymałość połączeń na 1 mb muru [kN/m]
F_{tx}, F_{ty}	– wytrzymałości na rozciąganie membrany w kierunku X i Y [kN/m]
F_{cx}, F_{cy}	– wytrzymałości na ściskanie membrany w kierunku X i Y [kN/m]
K_{xx}, K_{yy}	– moduły sprężystości membrany w kierunku X i Y [kN/m]
K_{xy}	– moduł ścinania membrany [kN/m]
L	– wymiar próbki w kierunku prostopadłym do splotu
N	– obciążenie niszczące siatkę [kN/m]
ε_a	– odkształcenie osiowe membrany przy zerwaniu
ϕ	– kąt tarcia wewnętrznego materiału wypełniającego gabion [°]

1. WSTĘP

Gabiony, czyli kosze z siatki stalowej wypełnione gruntem (najczęściej gruboziarnistym), stosuje się w budownictwie do budowy murów oporowych o orientacyjnej wysokości do 8 m [11], zabezpieczania skarp i dna koryt rzecznych, budowy przyczółków mostów, wykonywania elewacji budynków, stabilizacji skarp nasypów i przekopów drogowych i kolejowych [15], budowy małych budowli wodnych [10] i opasek brzegowych oraz zabezpieczania osuwisk. Najczęściej stosuje się siatki sześciokątne splatane, rzadziej prostokątne zgrzewane (różnice w ich zachowywaniu się omawiane są w pracy [12]).

Niniejsza praca koncentruje się na problemach obliczeniowych, występujących przy projektowaniu i analizie murów oporowych z gabionów. Jest to zagadnienie o znacznym stopniu skomplikowania, wynikającym z nieliniowego zachowania się

siatki (zarówno na poziomie pojedynczego drutu, jak i siatki jako całości) i gruntu (zarówno stanowiącego wypełnienie koszy gabionowych, jak i podłoża muru oporowego) oraz zjawisk kontaktowych zachodzących na styku pomiędzy gabionami i na styku pomiędzy gabionami i gruntem.

Z tego względu jako główną metodę badawczą wybrano analizę numeryczną Metodą Elementów Skończonych (MES). Zastosowano modelowanie wielkoskalowe – od pojedynczego drutu poprzez siatkę splataną i kosz gabionowy do całego muru oporowego. Symulacje numeryczne przeprowadzono z wykorzystaniem systemu Metody Elementów Skończonych (MES) ZSoil, opisanego dokładnie w [6].

2. MODELOWANIE SIATKI SPLATANEJ

W niniejszym rozdziale omawiana jest problematyka modelowania numerycznego pojedynczych drutów oraz całej sześciokątnej siatki splatanej. Splataną siatkę sześciokątną można modelować z wykorzystaniem modelu prętowego, jak też za pomocą modelu membrany anizotropowej. Model prętowy umożliwia dokładniejszą (na poziomie pojedynczego drutu) analizę zachowania się siatki. Umożliwia określenie, jak zachowują się poszczególne druty przy rosnącym obciążeniu w próbie statycznego rozwiązania. Jednak jego zastosowanie do analizy współpracy siatki z ośrodkiem gruntowym (wypełniającym kosz gabionowy lub stanowiącym jego podłoże) jest utrudnione ze względu na konieczność opisywania zjawisk zachodzących na styku drut–ośrodek gruntowy w skali mikro (drut–grunt). Model membrany anizotropowej umożliwia prostszy opis współpracy siatki z ośrodkiem gruntowym na poziomie makro (siatka–grunt), tak więc jest bardziej predysponowany do modelowania pracy siatki w analizie zachowania się pojedynczego kosza lub całego muru. Obydwa modele mogą być kalibrowane na podstawie wyników próby statycznego rozciągania siatki. Takie podejście zastosowano w niniejszej pracy.

Teoretycznie jest możliwe modelowanie siatki splatanej z zastosowaniem elementów objętościowych. Jednak z uwagi na barierę mocy obliczeniowej oraz skomplikowaną naturę zjawisk zachodzących w drucie splecionym (złożony stan naprężeń, zjawiska kontaktowe) nie jest w praktyce możliwe zbudowanie modelu całej siatki gabionowej złożonego z elementów objętościowych [13].

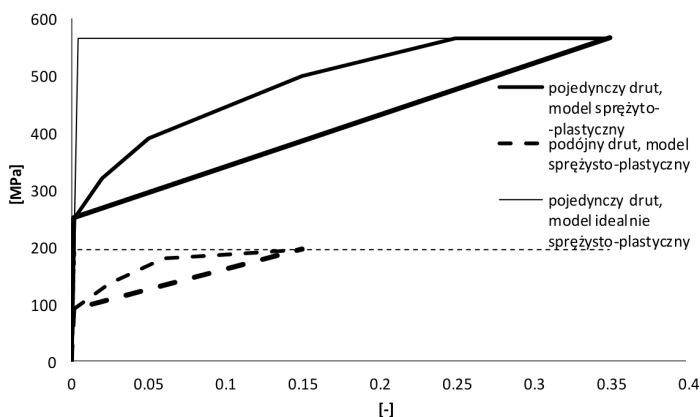
2.1. MODEL PRĘTOWY

W niniejszym rozdziale pracy splatana siatka sześciokątna poddana próbie statycznego rozciągania modelowana jest z wykorzystaniem elementów prętowych. Wykorzystano elementy belkowe do opisu pracy drutów stanowiących krawędzie siatki równoległe do splotu oraz elementy kratownicowe do opisu pozostałych prę-

tów. Przeprowadzono symulacje badań doświadczalnych opisanych w pracy [5]. Zastosowano następujące modele konstytutywne drutu (osobno dla drutu pojedynczego i podwójnego):

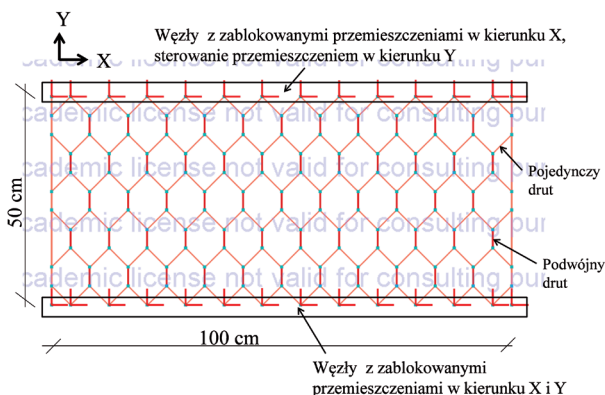
- model sprężysto-plastyczny z zależnością odkształcenie–przemieszczenie przedstawioną w pracy [5],
- model idealnie sprężysto-plastyczny z modułem Younga E i wytrzymałością materiału na rozciąganie f_t oszacowanymi na podstawie [5],
- model biliniowy, zbliżony do proponowanego w pracy [13].

Drugi i trzeci z wykorzystanych modeli można traktować jako uproszczenia pierwszego. Wykorzystane zależności odkształcenie–naprężenie ilustruje il. 1.



Il. 1. Zależności odkształcenie–naprężenie dla wykorzystanych modeli drutu. Opracowanie aut.

Problem potraktowano jako sterowany przemieszczeniem, zastosowano opis w dużych przemieszczeniach. Modelowano siatki o oczkach 100×120 mm, 80×100 mm i 60×80 mm, wykonane z drutu o grubości 2,7 i 3,0 mm (w przypadku siatki o oczku 60×80 mm wyłącznie z drutu o grubości 2,7 mm).



Il. 2. Przykładowy model numeryczny siatki sześciokątnej. Opracowanie aut.

Uzyskano dobrą zgodność wyników symulacji numerycznych i badań doświadczalnych – porównano wartość obciążenia niszczącego oraz krzywe obciążenie–wydłużenie. Przeprowadzone symulacje wykazały, iż zniszczenie siatki następuje poprzez zerwanie podwójnych drutów. W takiej sytuacji obciążenie niszczące siatkę można oszacować zgodnie z równaniem:

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n A_i f_{ii}}{L}, \quad (1)$$

gdzie:

n – liczba drutów,

A_i – pole powierzchni przekroju drutu [m²],

f_{ii} – wytrzymałość drutu [MPa],

L – wymiar próbki w kierunku prostopadłym do splotu.

Gdy wszystkie druty mają tę samą średnicę (brak drutu kończącego siatkę w kierunku równoległym do splotu lub wymiary próbki są na tyle duże, że nie wpływa on istotnie na zachowanie się siatki), powyższe równanie upraszcza się do postaci odpowiadającej równaniu dla komórki powtarzalnej

$$N = \frac{A_i \cdot f_{ii}}{d}, \quad (2)$$

gdzie d jest szerokością oczka siatki (rozstawem prętów podwójnych).

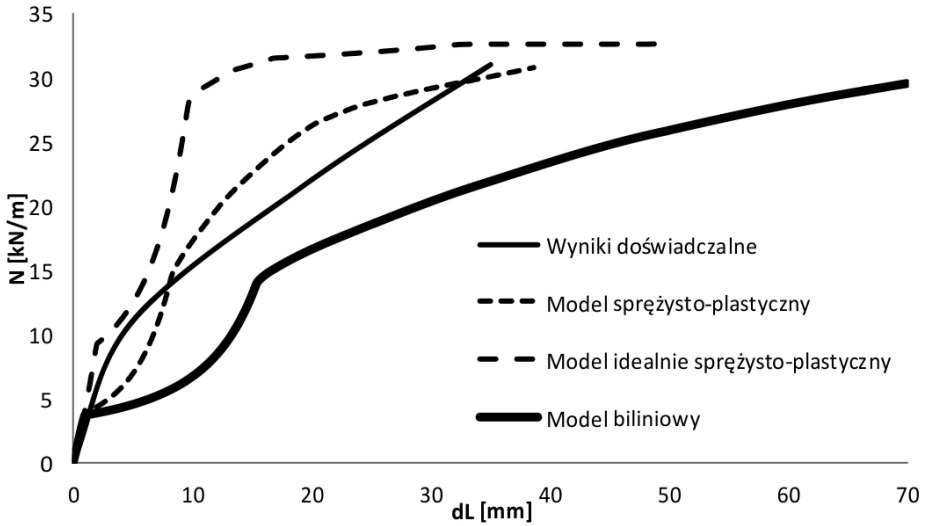
Uzyskane w drodze symulacji numerycznych wartości obciążenia niszczącego zostały porównane z wartościami otrzymanymi laboratoryjnie [5] oraz z wynikami pochodzącymi z równania (2). Stwierdzona dobra zgodność uzyskanych wartości umożliwia przyjęcie, iż zarówno symulacje numeryczne z wykorzystaniem proponowanych modeli materiału, jak też równanie (2) prowadzą do poprawnego oszacowania wytrzymałości siatki na rozciąganie w kierunku równoległym do splotu. Zestawienie otrzymanych wartości zawiera Tabela 1.

Tabela 1

Obciążenie niszczące siatki – wyniki testów laboratoryjnych i symulacji numerycznych.
Opracowanie aut.

Rodzaj siatki	Obciążenie niszczące [kN/m]				
	Testy laboratoryjne (za [5])	Symulacje numeryczne			
		Model sprężysto-plastyczny	Model idealnie sprężysto-plastyczny	Model biliniowy	Równanie (2)
100 x 120 x 2,7	33–34	24,9	25,9	23,9	22,4
100 x 120 x 3,0	29–48	30,7	32,5	30,6	27,6
80 x 100 x 2,7	30–35	29,9	24,7	27,3	27,9
80 x 100 x 3,0	51–57	32,5	29,2	30,4	34,5
60 x 80 x 2,7	48–52	35,1	34,0	37,5	33,6

Porównanie uzyskanych w drodze symulacji numerycznych i badań laboratoryjnych zależności siła–wydłużenie umożliwia stwierdzenie, iż model sprężysto-plastyczny z laboratoryjnie określoną zależnością odkształcenie–naprężenie dobrze odzwierciedla makroskopowe zachowanie siatki. Model idealnie sprężysto-plastyczny ma tendencję do przeszacowania sztywności siatki, a biliniowy – do niedoszacowania jej. Przykłady opisywanych zależności ilustruje il. 3.



Il. 3. Zależność siła–wydłużenie dla siatki 100 x 120 mm wykonanej z drutu o grubości 3 mm. Opracowanie aut.

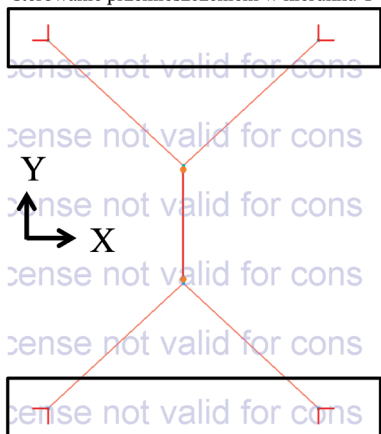
2.2. MODEL MEMBRANY ANIZOTROPOWEJ

Na podstawie wyników zaprezentowanych w rozdziale 2.1 uznano, iż opisany w nim model prętowy siatki sześciokątnej splatanej prawidłowo opisuje zachowanie się siatki w próbie statycznego rozciągania. Tak więc możliwe jest zastosowanie modelu prętowego do opisu zachowania się komórki powtarzalnej siatki, rozciąganej wzdłuż i w poprzek splotu. Następnie można do uzyskanych tą drogą zależności siła–odkształcenie dobrać parametry modelu membrany anizotropowej z ograniczoną wytrzymałością, tak by uzyskać możliwie dobrą zgodność wyników uzyskanych z modelu prętowego i modelu membranowego. Takie podejście zastosowano w dalszej części niniejszego rozdziału.

Model membrany anizotropowej z ograniczoną wytrzymałością wymaga podania parametrów: K_{xx} , K_{yy} , K_{xy} , F_{tx} , F_{ty} , F_{cx} , F_{cy} .

a)

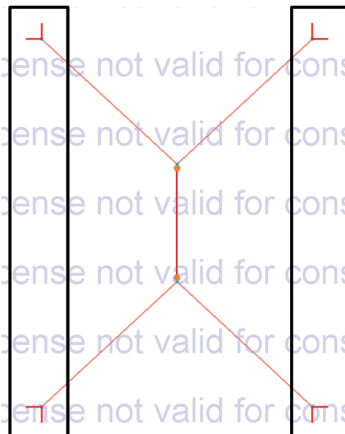
Węzły z zablokowanymi przemieszczeniami w kierunku X, sterowanie przemieszczeniem w kierunku Y



Węzły z zablokowanymi przemieszczeniami w kierunku X i Y

b)

Węzły z zablokowanymi przemieszczeniami w kierunku X i Y



Węzły z zablokowanymi przemieszczeniami w kierunku X, sterowanie przemieszczeniem w kierunku X

Il. 4. Model prętowy komórki powtarzalnej siatki – próba statycznego rozciągania a) w kierunku Y, b) w kierunku X. Opracowanie aut.

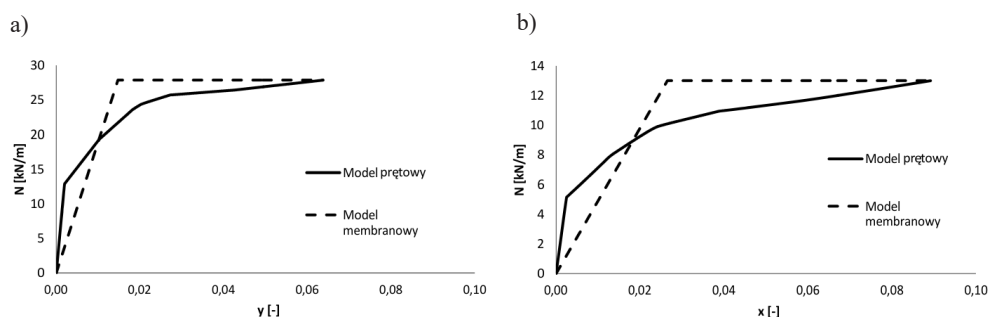
Moduły K_{xx} i K_{yy} określono z warunku minimum sumy kwadratów różnic pomiędzy siłami uzyskanymi z modelu prętowego i membranowego w analizie statycznej próby rozciągania komórki powtarzalnej siatki w kierunku X i Y. Przyjęto zerowy moduł ścinania K_{xy} . Wytrzymałość na rozciąganie w kierunku Y (równoległym do splotu) F_{ty} określono, wykorzystując równanie (2). Wytrzymałość na rozciąganie w kierunku prostopadłym do splotu F_{tx} oszacowano jako nośność graniczną siatki uzyskaną z modelu prętowego komórki powtarzalnej w symulacji próby rozciągania w tym kierunku. Przyjęto zerowe wytrzymałości na ściskanie siatki w obydwu kierunkach (F_{cx} i F_{cy}). Uzyskane wartości parametrów membrany zawiera Tabela 2.

Tabela 2

Uzyskane parametry modelu membrany z ograniczoną wytrzymałością. Opracowanie aut.

Rodzaj siatki	K_{xx} [kN/m]	K_{yy} [kN/m]	F_{tx} [kN/m]	F_{ty} [kN/m]
100 x 120 x 2,7	398,2	1536,3	10,52	22,55
100 x 120 x 3,0	490,3	1890,8	13,00	27,85
80 x 100 x 2,7	295,8	1445,4	10,24	25,7
80 x 100 x 3,0	365,2	1748,7	12,64	31,7
60 x 80 x 2,7	488,8	2362,3	14,00	33,6

Porównano uzyskane za pomocą modelu prętowego i modelu membrany zależności odkształcenie–siła i stwierdzono dobrą zgodność. Tak więc model membrany z ograniczoną wytrzymałością może być wykorzystany do modelowania siatek stanowiących element pojedynczych koszy gabionowych lub całego muru. Zaobserwowano istotną anizotropię badanych siatek – zarówno dotyczącą sztywności, jak i wytrzymałości. W zależności od rodzaju siatki K_{yy}/K_{xx} waha się pomiędzy 3,85 a 4,89, F_{yy}/F_{xx} wynosi od 2,14 do 2,51.



II. 5. Zależności siła–odkształcenie uzyskane z modelu prętowego i membranowego dla siatki 100 x 120 x 3,0: a) przy obciążeniu równoległym do splotu, b) przy obciążeniu prostopadłym do splotu. Opracowanie aut.

3. ZASTĘPCZY MODEL COULOMBA-MOHRA DO OPISU PRACY GABIONU

Możliwe jest zastosowanie modelu sprężysto-plastycznego Coulomba-Mohra, z parametrami wynikającymi z parametrów wypełnienia gabionu i siatki stalowej, do opisu pracy gabionu. Takie podejście stanowi pewnego rodzaju homogenizację dwóch ośrodków budujących gabion. Prace [2, 3] podają, iż kąt tarcia wewnętrznego takiego materiału zastępczego jest równy kątowi tarcia wewnętrznego wypełnienia, natomiast pojawia się dodatkowa kohezja, będąca skutkiem pracy siatki stalowej. Według [3] na podstawie wyników badań trójosiowych należy stosować zależności:

$$c_r = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right), \quad (3)$$

gdzie:

c_r – dodatkowa kohezja [kPa],

$\Delta\sigma_3$ – wzrost naprężenia hydrostatycznego w teście trójosiowym [kPa],

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2K_{yy}\varepsilon_c}{b} \cdot \frac{1}{(1-\varepsilon_a)}, \quad (4)$$

ε_a – odkształcenie osiowe membrany przy zerwaniu, wg [2] wynosi około 0,06–0,07,

ε_c – odkształcenie obwodowe,

$$\varepsilon_c = \frac{(1-\sqrt{1-\varepsilon_a})}{1-\varepsilon_a}, \quad (5)$$

b – najmniejszy wymiar gabionu [m],

ϕ – kąt tarcia wewnętrznego materiału wypełniającego gabion.

W podejściu tym nie ma jawnie uwzględnionej wytrzymałości siatki. Jednak przyjmując, iż zachowuje się ona sprężysto aż do momentu zerwania, można użyć zależności

$$K_{yy} = \frac{F_{ty}}{\varepsilon_a}. \quad (6)$$

Analizując powyższe zależności, można zauważyć, iż dodatkowa kohezja jest wprost proporcjonalna do wytrzymałości siatki. Rośnie ona również wraz ze wzrostem kąta tarcia wewnętrznego materiału wypełnienia.

Wykorzystując określone w rozdziale 2.2 parametry, ustalono wymiary membranowego siatki, stosując podane powyżej zależności wartości dodatkowej kohezji c_r , przyjmując $\phi = 40^\circ$ i $b = 0,5$ m.

Tabela 3

Wartości dodatkowej kohezji dla $\phi = 40^\circ$ i $b = 0,5$ m.
Opracowanie aut.

Typ siatki	c_r [kPa]
100 x 120 x 2,7	50,0
100 x 120 x 3,0	61,5
80 x 100 x 2,7	57,4
80 x 100 x 3,0	70,8
60 x 80 x 2,7	74,4

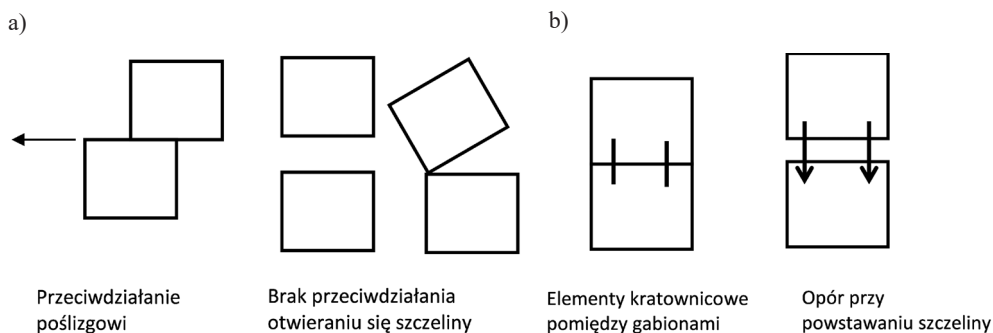
Prezentowane podejście może być stosowane w analizach numerycznych rzeczywistych konstrukcji gabionowych. Przykłady podają prace [7] i [9].

4. MODELOWANIE POŁĄCZEŃ POMIĘDZY GABIONAMI

Wzajemnemu przemieszczaniu się gabionów przeciwdziałają tarcie pomiędzy gabionami oraz nośność połączeń między nimi.

Tarcie pomiędzy gabionami opisuje współczynnik tarcia, który może być określony w sposób opisany w pracy [4]. W dalszej części pracy przyjęto brak tarcia pomiędzy stałą a gruntem (co jest powszechne w polskiej praktyce projektowej) i prowadzi do uznania, iż współczynnik tarcia pomiędzy gabionami jest równy tangensowi kąta tarcia wewnętrznego gruntu wypełniającego je.

Połączenia pomiędzy gabionami wykonuje się w postaci stalowych zszywek lub drutów. Proponuje się podejście polegające na zastosowaniu modelu Coulomba-Mohra dla elementów kontaktowych pomiędzy gabionami oraz dodatkowych łączników kratownicowych. W podejściu tym kąt tarcia w elemencie kontaktowym opisuje tarcie pomiędzy gabionami a kohezją – ograniczoną wytrzymałość połączeń pomiędzy nimi, przeciwdziałającą przesuwowi gabionu po gabionie. Dwa rozmieszczone symetrycznie elementy kratownicowe (łączniki) prostopadłe do powierzchni styku gabionów odpowiadają za przeciwdziałanie powstaniu szczeliny pomiędzy gabionami (il. 6.).



Il. 6. a) Efekt kohezji w elemencie kontaktowym pomiędzy gabionami, b) łączniki kratownicowe pomiędzy gabionami. Opracowanie aut.

Wartość kohezji w elemencie kontaktowym można określić, korzystając ze wzoru na równość równości wytrzymałości połączeń i części wytrzymałości na ścinanie elementu kontaktowego wynikającego z kohezji

$$c \cdot B = F_t, \quad (7)$$

gdzie:

- c – kohezja w elemencie kontaktowym [kPa],
- B – szerokość gabionu [m],
- F_t – wytrzymałość połączeń na 1 mb muru [kN/m],

co prowadzi do równania:

$$c = \frac{F_t}{B}. \quad (8)$$

Parametry łączników kratownicowych można określić, korzystając z następujących równań:

- równości wytrzymałości połączeń i nośności łączników

$$F_t = f_{tl} \cdot A_l \cdot 2 / 1m, \quad (9)$$

gdzie:

f_{tl} – wytrzymałość na rozciąganie łącznika kratownicowego [kPa],

A_l – pole przekroju łącznika kratownicowego [m²],

- równości sztywności osiowej połączeń i łączników kratownicowych

$$A \cdot E \cdot 1m = A_l \cdot E_l \cdot 2, \quad (10)$$

gdzie:

A_p – pole przekroju połączeń na 1 mb muru [m²/m],

E – moduł Younga połączeń,

E_l – moduł Younga łączników kratownicowych [GPa].

Spśród parametrów powyższych równań znane są właściwości połączeń (F_p , A , E), nieznane są natomiast właściwości łączników kratownicowych (f_{tl} , C , E_l). Można zauważyć, iż występują dwa niezależne parametry łączników kratownicowych: nośność $f_{tl} \cdot f_{tl}$ i sztywność osiowa $A_l \cdot E_l$. Tak więc jedną z trzech niewiadomych (f_{tl} , A_p , E_l) można przyjąć arbitralnie, a dwie pozostałe obliczyć z równań zamieszczonych powyżej.

Możliwe sposoby modelowania połączeń między gabionami oraz wpływ przyjętego sposobu modelowania na uzyskiwane wyniki są omawiane w pracy [8] (wraz z oceną wpływu ich zastosowania na uzyskiwane wyniki).

5. MODELOWANIE TARCIA POMIĘDZY GABIONAMI A GRUNTEM

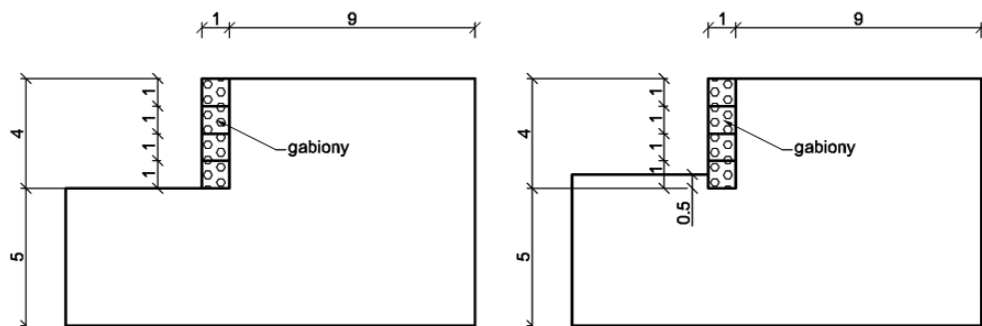
Modelowanie zjawiska tarcia pomiędzy gabionami a gruntem wymaga określenia współczynnika tarcia α_{ds} . Stosując podejście opisane w pracy [4], wzbogacone o typowe w polskiej praktyce projektowej założenie braku tarcia pomiędzy stalą a gruntem, otrzymuje się zależność

$$\alpha_{ds} = 1 - a_s, \quad (11)$$

gdzie a_s jest stosunkiem pola powierzchni stali na powierzchni styku gabionu i gruntu do całkowitego pola powierzchni styku (wyprowadzenie zawiera praca [8]).

6. NUMERYCZNA ANALIZA STATECZNOŚCI MURU OPOROWEGO Z GABIONÓW – PRZYPADKI CHARAKTERYSTYCZNE

Niniejszy rozdział przedstawia typowe wyniki numerycznych analiz stateczności murów oporowych z gabionów. Analizowano prosty mur zbudowany z 4 rzędów gabionów o wysokości 1 m, w wariantcie zagłębionym i niezagłębionym w podłożu.



Il. 7. Analizowany obiekt – niezagłębiony i zagłębiony w podłożu (wymiary w metrach).

Opracowanie aut.

Grunt modelowano z wykorzystaniem modelu sprężysto-plastycznego Coulomba-Mohra. Współczynniki stateczności oszacowano metodą $c-\phi$ redukcji, omawianą w [13]. Zastosowano elementy kontaktowe pomiędzy gruntem a gabionami oraz pomiędzy gabionami. Kąt tarcia pomiędzy gabionami a gruntem określono według równania (11). Parametry łączników pomiędzy gabionami określono, stosując podejście opisane w rozdziale 4 niniejszej pracy. Przyjęto wytrzymałość połączeń $F_t = 20,4$ kN/m (minimalną dopuszczalną wg normy ASTM A975 [1]), którą używano, stosując 2 łączniki o polu przekroju $A = 0,51$ cm² każdy i wytrzymałości na rozciąganie $f_{st} = 200$ MPa na każdej powierzchni styku gabionów. Dla gabionów zastosowano zastępczy model Coulomba-Mohra (opisany w rozdziale 3), z dodatkową kohezją oszacowaną dla odkształcenia przy zniszczeniu siatki 7% i wytrzymałości siatki 20 kN/m.

Tabela 4

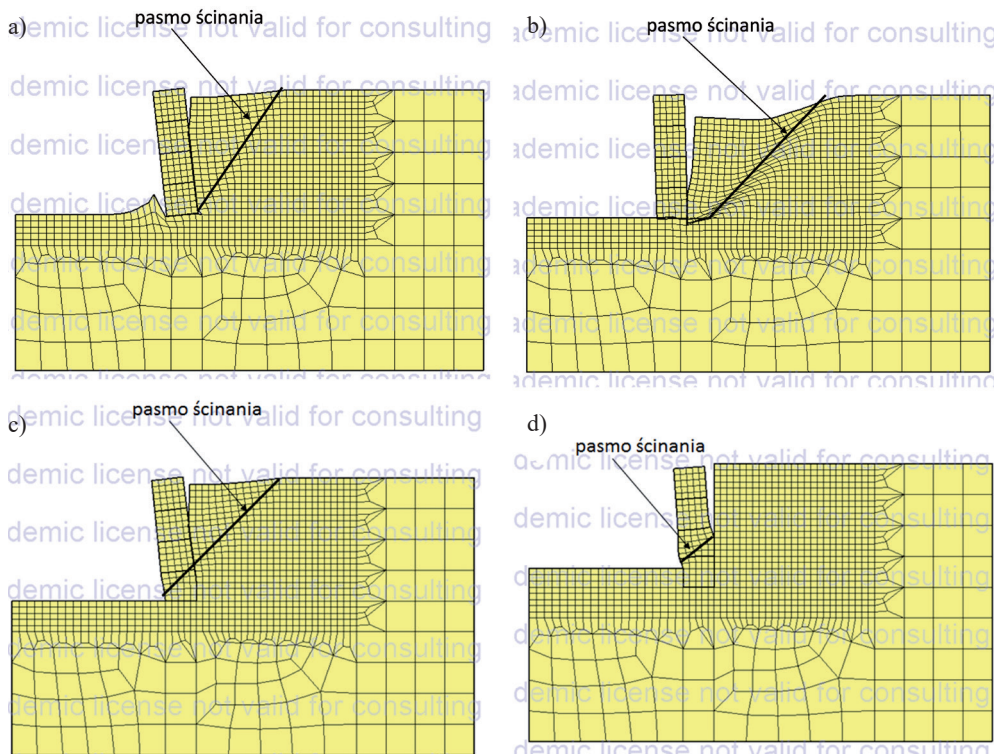
Parametry gabionów i elementów kontaktowych. Opracowanie aut.

	c [kPa]	ϕ [°]	γ [kN/m ³]
Gabiony	27,0	43	23
Elementy kontaktowe pomiędzy gabionami	20,5	40	–
Elementy kontaktowe pomiędzy gabionami a gruntem	0	40	–

Analizując szeroki zakres parametrów gruntu, stwierdzono, iż:

- dla gruntów o wysokim kącie tarcia wewnętrznego, a niskiej kohezji mechanizmem zniszczenia jest obrót muru,
- dla gruntów o niskim kącie tarcia wewnętrznego a wysokiej kohezji mechanizmem zniszczenia jest poziomy przesuw muru,
- w przypadku zastosowania słabej siatki lub słabego wypełnienia koszy gabionowych (co prowadzi do spadku kohezji w gabionach do około 20 kPa) mechanizmem zniszczenia może być ścięcie podtrzymywanego gruntu i gabionu,
- w przypadku muru niezagłębionego w podłożu nie stwierdzono wpływu wytrzymałości połączeń między gabionami na stateczność muru. Wpływ taki występuje w przypadku muru zagłębionego w podłożu. Mechanizmem zniszczenia staje się w takiej sytuacji ścięcie gabionu i rozerwanie połączeń.

Zaobserwowane mechanizmy zniszczenia ilustruje il. 8. Szersze omówienie uzyskanych wyników zawierają prace [7] i [8].



Il. 8. Mechanizmy zniszczenia muru oporowego z gabionów: a) obrót, b) przesuw, c) ścięcia gabionu i gruntu, d) ścięcia gabionu i rozerwanie połączeń. Opracowanie aut.

7. WNIOSKI KOŃCOWE

Zaprezentowane w niniejszej pracy podejście do modelowania numerycznego stateczności murów oporowych z gabionów umożliwia uwzględnienie wszystkich istotnych aspektów zagadnienia, to jest:

- pracy siatki stalowej,
- tarcia pomiędzy gabionami a gruntem oraz pomiędzy gabionami,
- pracy połączeń pomiędzy gabionami.

Może ono być stosowane w praktyce projektowej, przy analizie rzeczywistych murów oporowych z gabionów (przykłady podaje praca [9]).

LITERATURA

- [1] *A 975 – 97. Standard Specification for Double–Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (Metallic-Coated Steel Wire or Metallic-Coated Steel Wire With Poly(Vinyl Chloride) (PVC) Coating)*, American Society for testing and materials, 2011.
- [2] Agostini R., Cesario L., Conte A., Masetti M., Papetti A., *Flexible gabion structures in earth retaining walls*, Officine Maccaferri, 1987.
- [3] Bathurst R.J., Karpurapu R., *Large-scale triaxial compression testing of geocell reinforced granular soils*, Geotechnical Testing Journal, 16, 3, 1993, 296–303.
- [4] Bergado D.T., Youwai S., Teerawattanasuk C., Visudmedanukul P., *The interaction mechanism and behavior of hexagonal wire mesh reinforced embankment with silty sand backfill on soft clay*, Computers and Geotechnics, 30, 2003, 517–534.
- [5] Bertrand D., Nicot F., Gotteland P., Lambert S., *Discrete element method (DEM) numerical modeling of double-twisted hexagonal mesh*, Canadian Geotechnical Journal, 45, 8, 2008, 1104–1117.
- [6] Commend S., Kivell S., Obrzud R., Podleś K., Truty A., Zimmermann T., *Computational Geomechanics On PC*, Rossolis Editions, Lausanne 2016.
- [7] Grodecki M., *Failure modes of gabion retaining walls*, Technical Transactions, 24, 2015, 55–62.
- [8] Grodecki M., *Numerical modelling of gabion joints*, Technical Transactions, 2, 2017, 83–89.
- [9] Grodecki M., Urbański A., *Landsliding slope supported by gabions – a case study and the methodology of numerical modelling*, Technical Transactions, 12, 2018, 53–59. <https://doi.org/10.4467/2353737XCT.18.185.9673>

- [10] Jędryka E., Kamińska A., *Małe budowle wodne z gabionów – charakterystyka i badania wstępne*, Woda – Środowisko – Obszary wiejskie, 4, 2a, 2004, 95–110.
- [11] Kozłowski W., *Konstrukcje gabionowe – teoria, praktyka i badania*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Opolskiej, 2011.
- [12] Kuc M., *Właściwości gabionów wykonanych z siatki splatanej lub z siatki zgrzewanej*, Magazyn Autostrady, 7, 2012, 24–26.
- [13] Śpiewak S., *Modelowanie i analiza wytrzymałościowa siatek gabionowych*, Górnictwo Odkrywkowe, 4–5, 2014.
- [14] Truty A., Urbański A., Grodecki M., Podleś K., *Komputerowe modele zagadnień osuwiskowych oraz ich zabezpieczeń*, Zeszyty Naukowo – Techniczne Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej w Krakowie, 88(144), 2009.
- [15] Vlcel J., Bulko R., Niemiec D., Zástěrová P., Kais L., Matuszková B., Heviánková S., Kyncl M., Marschalko M., Yilmaz I., Bendová M., Dirner V., Sochorková A., Andráš P., Arencibia O.M., Bednárík M., *Deformation analysis of gabion walls on transport structures*, materiały pokonferencyjne, International Multidisciplinary Scientific GeoConference: SGEM: Surveying Geology & mining Ecology Management, Sofia 2014.

Andrzej Truty*

MODELOWANIE ZJAWISKA UPŁYNNIENIA NASYCONYCH GRUNTÓW SYPKICH PODDANYCH OBCIĄŻENIOM CYKLICZNYM

MODELING LIQUEFACTION OF SATURATED COHESIONLESS SOILS SUBJECT TO CYCLIC LOADINGS

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono zagadnienie modelowania konstytutywnego gruntów sypkich w stanie luźnym poddanych obciążeniom monotonicznym oraz cyklicznym. Do opisu wykorzystano nową wersję bazowego modelu Hardening Soil-Brick, zawierającą korektę opisu silnych zmian sztywności w zakresie małych odkształceń. Do modelu bazowego dodano jawne mechanizmy zagęszczania wg teorii Zienkiewicza oraz Sawickiego. W pracy pokazano sposób adaptacji teorii Sawickiego bazującej na koncepcji uniwersalnej krzywej zagęszczania oraz jej implementacji w ujęciu wymaganym w programach MES. Model pozytywnie zweryfikowano na wybranych testach elementowych oraz zagadnieniach początkowo brzegowych w zakresie dynamicznym.

Słowa kluczowe: grunty niespoiste, upłynnienie, obciążenia cykliczne, związki konstytutywne

ABSTRACT

The paper presents the problem of constitutive modeling of loose sands in an initial loose state subjected to monotonic and cyclic loads. A new version of the Hardening Soil-Brick model, containing a correction of the description of strong stiffness variation in the range of small strains, was used as a skeleton model. The explicit densification mechanisms according to Zienkiewicz and Sawicki's theory were added to the skeleton model. The method of adapting Sawicki's theory, based on the concept of the universal densification curve, and its implementation required in FEM programs is presented in the paper. The model was positively verified on selected element tests and initial-boundary problems in the dynamic range.

Keywords: cohesionless soils, liquefaction, cyclic loads, constitutive equations

* Prof. dr hab. inż. Andrzej Truty, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. WSTĘP

Opis procesu zagęszczania gruntów niespoistych poddanych obciążeniom cyklicznym jest istotnym zagadnieniem w dynamicznej analizie zagadnień współpracy konstrukcji z podłożem, szczególnie gdy podłoże jest całkowicie nasycone wodą. W przypadku piasków drobnych w stanie luźnym, w zależności od typu wymuszenia, wystąpić może zjawisko upłynienia. Do opisu tego typu procesów wykorzystuje się zasadniczo trzy główne klasy modeli konstytutywnych, tj. sprężysto-plastyczne ze wzmocnieniem/osłabieniem odkształceniowym, w których opis obciążeń cyklicznych zawarty jest w sposób niejawny, modele sprężysto-plastyczne, w których mechanizm zagęszczania jest opisany jawnym prawem, przykładowo model Zienkiewicza [10] czy Sawickiego [5], oraz modele, w których liczba cykli zamieniana jest na zmienną ciągłą, np. model opisany w pracy [4]. W niniejszej pracy przedstawiono zmodyfikowaną wersję modelu Hardening Soil-Brick z wbudowanym jawnym mechanizmem zagęszczania bazującym na dwóch modelach zagęszczania, tj. Zienkiewicza [10] oraz Sawickiego [5].

2. MODEL REFERENCYJNY HARDENING SOIL-BRICK

Z uwagi na dużą uniwersalność powszechnie znanego modelu Hardening Soil (HS) [6] stosowanego w praktyce do opisu praktycznie wszystkich klas gruntów, poza piaskami w stanie luźnym, został on wykorzystany jako model referencyjny, do którego dodano jawny mechanizm zagęszczania wg dwóch teorii zagęszczania, tj. Zienkiewicza oraz Sawickiego. Model Hardening Soil-small (HSs) z nakładką umożliwiającą opis związków $\sigma - \epsilon$ w tzw. zakresie małych odkształceń wg propozycji Benza [1] wykazuje jednakże istotną wadę, a mianowicie problem przeszywnienia reakcji, gdy w trakcie obciążenia monotonicznego pojawiają się niewielkie cykle odciążenia i obciążenia powtórnego, będące artefaktami numerycznymi lub wynikające z procesu dysypacji nadwyżek ciśnień wody w porach, gdy w obliczeniach stosowany jest sterownik konsolidacji. Szczegółowa analiza tego problemu przedstawiona została w pracy [3], w której wykazano istotne niedostatki procedury Benza [1], odpowiedzialnej za prawidłowe odtwarzanie ścieżek penetrujących wewnątrz powierzchni plastyczności mechanizmu ścinania oraz mechanizmu objętościowego. Aby wyeliminować ten istotny defekt w pracy [2], moduł odpowiedzialny za zakres małych odkształceń w modelu Hardening Soil-small zastąpiono zmodyfikowanym podejściem typu Brick [7]. Wszystkie szczegóły teoretyczne oraz numeryczne omówiono w cytowanej wyżej pracy, w związku z tym nowy model HS-Brick nie będzie omawiany w niniejszej pracy. Model HS-Brick zaimplementowany został w systemie ZSoil v2020 [9].

3. PROSTE MODELE ZAGĘSZCZANIA

Model zagęszczenia, zaprojektowany w celu opisu zachowania się piasków drobnych w stanie luźnym, został wyprowadzony bezpośrednio z modelu HS-Brick poprzez dodanie do modelu referencyjnego (HS-Brick) dodatkowego jawnego mechanizmu zagęszczania odpowiedzialnego za generacje odkształceń objętościowych. Tym samym przynależy on do klasy wielopowierzchniowych modeli sprężysto-plastycznych ze wzmocnieniem, dla mechanizmu ścinania (mechanizm ten można wyłączyć). Dodatkową cechą modelu referencyjnego jest wbudowane kryterium wytrzymałościowe Coulomba-Mohra. Ponieważ mechanizm zagęszczania jest w całości odpowiedzialny za opis zmian objętości, zakłada się, że płyniecie plastyczne w stanie przedgranicznym lub granicznym jest czysto dewiatorowe (kąąt dylatacji $\psi = 0^\circ$). Z tego względu mechanizm objętościowy, obecny w modelu referencyjnym, jest nieaktywny. W modelu referencyjnym HS-Brick, można włączyć tzw. zakres małych odkształceń, celem poprawnego odwzorowania tłumienia histerezy, jednakże funkcje barotropii sztywności bazują na efektywnym naprężeniu średnim p' :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\max(p', p'_L)}{\sigma_{ref}} \right)^m, \quad (1)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\max(p', p'_L)}{\sigma_{ref}} \right)^m, \quad (2)$$

$$E_0 = E_0^{ref} \left(\frac{\max(p', p'_L)}{\sigma_{ref}} \right)^m. \quad (3)$$

Wartość parametru σ_L jest arbitralnie przyjętą wartością minimalnego efektywnego ciśnienia średniego (np. 5–10 kPa) w celu wyeliminowania nadmiernych deformacji sprężystych oraz zerowej sztywności dla sytuacji zanikającego naprężenia średniego (np. w trakcie upłynnienia).

Ogólnie przyrostowe równanie konstytutywne można zapisać w następujący sposób

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p - d\varepsilon_{kl}^{acc}), \quad (4)$$

gdzie człony $d\varepsilon_{kl}$, $d\varepsilon_{kl}^p$ oraz $d\varepsilon_{kl}^{acc}$ odpowiadają przyrostom odpowiednio odkształceń całkowitych, plastycznych oraz wygenerowanych poprzez mechanizm zagęszczania.

W kolejnych podpunktach omówione zostaną główne elementy dwóch modeli zagęszczania, tj. wg Zienkiewicza [10] oraz Sawickiego [5].

3.1. MODEL ZAGĘSZCZANIA ZIENKIEWICZA

Model zagęszczenia wg Zienkiewicza [10] opisany jest następującym zestawem równań

$$d\epsilon_{ij}^{acc} = -\frac{A}{1+B\kappa} d\kappa m_{ij}, \quad (5)$$

$$d\kappa = \exp(-C\tilde{\eta}) d\xi, \quad (6)$$

$$d\xi = \sqrt{de_{ij} de_{ij}}, \quad (7)$$

$$de_{ij} = d\epsilon_{ij} - d\epsilon_m \delta_{ij}, \quad (8)$$

gdzie tensor rzutowania (2. rzędu) nieskończenie małego przyrostu zakumulowanego odkształcenia objętościowego na pełną przestrzeń odkształceń oznaczony jest symbolem m_{ij} . Parametr stanu κ całkowany jest w trakcie całej historii stanu odkształcenia, do czego wykorzystuje się pewną formę przyrostu odkształcenia dewiatorowego $d\xi$. W oryginalnym sformułowaniu Zienkiewicza tensor rzutowania przyjmowany jest w postaci

$$m_{ij} = \frac{1}{3} \delta_{ij}. \quad (9)$$

Natomiast współczynnik intensywności ścinania $\tilde{\eta}$, definiowany klasycznie, opisany jest następującą formułą:

$$\tilde{\eta} = \frac{q(\sigma_{ij})}{p}. \quad (10)$$

Znacznie lepsze predykcje w praktycznych zagadnieniach brzegowych uzyskiwane były jednak, gdy stosowano zmodyfikowany współczynnik $\tilde{\eta}$ zdefiniowany jak niżej

$$\tilde{\eta} = \frac{q(\tilde{\sigma}_{ij} - \sigma_{ij}^o)}{p}, \quad (11)$$

uwzględniający początkowy stan naprężeń σ_{ij}^o . Tę formę wykorzystano również w niniejszej pracy.

W modelu tym występują 3 parametry materiałowe A , B oraz γ , które należy wyznaczyć doświadczalnie.

3.2. MODEL ZAGĘSZCZANIA SAWICKIEGO

W teorii zagęszczenia Sawickiego [5], opracowanej na bazie wyników cyklicznego bezpośredniego ścinania piasku będącego w początkowym stanie kontraktywnym, zakłada się istnienie tzw. uniwersalnej krzywej zagęszczenia. Dodatkowo w oryginalnej wersji modelu prawo zagęszczenia jest niewrażliwe na zmienność naprężenia średniego. Przy tych założeniach zakumulowane odkształcenie objętościowe wygenerowane w N cyklach w teście cyklicznego bezpośredniego ścinania, wykonywanego przy stałej amplitudzie odkształcenia postaciowego $\gamma_{xy} = \gamma_o$, jest opisane następującym wzorem

$$\varepsilon^{acc} = e_o C_1 \ln(1 + C_2 z). \quad (12)$$

W powyższym wyrażeniu parametr z , odpowiadający zakumulowanemu odkształceniu dewiatorowemu, zdefiniowany jest następująco

$$z = \frac{1}{4} N \gamma_o^2. \quad (13)$$

Szereg uwag krytycznych do tej teorii zawarto w pracy [4], niemniej jednak dla pewnej klasy zagadnień, gdzie dominującym mechanizmem deformacji jest mechanizm zbliżony do bezpośredniego ścinania, jest ona na tyle prosta, że może zostać z powodzeniem wykorzystana do analiz zagadnień praktycznych.

Biorąc pod uwagę formę, w jakiej sformułowano to prawo, można zauważyć, że nie nadaje się ono wprost do klasycznej implementacji w programach MES, z uwagi na obecność członu liczby cykli o stałej wartości amplitudy odkształcenia wymuszającego γ_o . Konieczne jest zatem pewne uogólnienie tej teorii, tak aby w przypadku bezpośredniego ścinania generowało uniwersalną krzywą zagęszczenia.

Okazuje się, co będzie pokazane w dalszej części tej pracy, że istnieje możliwość adaptacji tego prawa, korzystając ze schematu zastosowanego w modelu zagęszczenia Zienkiewicza. Analizując model Zienkiewicza, można stosunkowo łatwo udowodnić, że nawet przy stałej wartości naprężenia średniego nie jest on w stanie generować uniwersalnej krzywej zagęszczenia. Aby to było możliwe, konieczna jest pewna modyfikacja modelu Zienkiewicza w odniesieniu do przyrostu parametru stanu $d\kappa$ w następującej postaci

$$d\varepsilon_v^{acc} = -\frac{A}{1 + B\kappa} d\kappa, \quad (14)$$

$$d\kappa = \tilde{\eta} d\xi, \quad (15)$$

przy czym współczynnik intensywności ścinania $\tilde{\eta}$ opisany jest formułą 11.

Poddajmy zatem analizie to prawo w kontekście sterowanego odkształceniowo testu cyklicznego ścinania, w którym nie dochodzi do uplastycznienia (z punktu widzenia kryterium wytrzymałości Coulomba-Mohra). Jeśli przyjmemy, że napężenie średnie jest stałe podczas testu, co nie jest absolutnie możliwe, jeśli tensor rzutowania opisany jest formułą (9), to wówczas moduły sztywności E_{ur} i G_{ur} są stałe. Współczynnik intensywności ścinania $\tilde{\eta}$, przyrost miary odkształcenia dewiatorowego $d\xi$ oraz przyrost parametru stanu $d\kappa$ wynoszą odpowiednio

$$\tilde{\eta} = \frac{|\tau_{xy}|}{p_o} = \frac{G(p_o)|\gamma_{xy}|}{p_o}, \quad (16)$$

$$d\xi = \sqrt{de_{ij}de_{ij}} = \sqrt{2}|d\varepsilon_{xy}| = \frac{\sqrt{2}}{2}|d\gamma_{xy}|, \quad (17)$$

$$d\kappa = \tilde{\eta}d\xi = \frac{G(p_o)|d\gamma_{xy}|}{p_o} \frac{\sqrt{2}}{2}|d\gamma_{xy}|. \quad (18)$$

Po 1/4 pełnego cyklu odkształcenia o stałej amplitudzie $\gamma_{xy} = \gamma_o$ parametr stanu κ wynosi

$$\kappa^{1/4} = \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{G(p_o)}{p_o} \frac{1}{2} \gamma_o^2. \quad (19)$$

Zatem po N cyklach parametr κ wyraża się formułą

$$\kappa(N) = 4N \frac{1}{2} \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{G(p_o)}{p_o} \gamma_o^2 = \sqrt{2}N \frac{G(p_o)\gamma_o^2}{p_o}. \quad (20)$$

Całkując analitycznie zmodyfikowany przyrostowy model Zienkiewicza, uzyskujemy zamknięte rozwiązanie dla zakumulowanego odkształcenia objętościowego $\varepsilon_{v,Z}^{acc}$, które można porównać z formułą Sawickiego $\varepsilon_{v,S}^{acc}$

$$\varepsilon_v^Z = \frac{A}{B} \ln \left(1 + B\sqrt{2}N \frac{G(p_o)}{p_o} \gamma_o^2 \right), \quad (21)$$

$$\varepsilon_v^S = e_o C_1 \ln \left(1 + C_2 \frac{1}{4} N \gamma_o^2 \right). \quad (22)$$

Zatem pomiędzy parametrami C_1 i C_2 w modelu Sawickiego oraz parametrami A i B w zmodyfikowanym modelu Zienkiewicza zachodzą następujące związki

$$B = \frac{1}{4\sqrt{2}} C_2 \frac{p_o}{G(p_o)}, \quad (23)$$

$$A = e_o C_1 B. \quad (24)$$

Przy wykorzystania prawa potęgowego dla modułu sztywności $G(p_o)$ (w przypadku pominięcia zakresu małych odkształceń przyjmuje się, że $G = G_{ur}(p_o)$, natomiast wykorzystując zakres małych odkształceń w procedurze Brick, styczny moduł sztywności przyjmuje wartość z przedziału $G_0(p_o) G_{ur}(p_o)$ w zależności od historii stanu odkształcenia), parametr B przyjmuje postać

$$B = \frac{1}{4\sqrt{2}} C_2 \frac{p_o}{G_o^{ref} \left(\frac{p_o}{\sigma^{ref}} \right)^m} = \frac{1}{4\sqrt{2}} C_2 \underbrace{\frac{\sigma^{ref}}{G_o^{ref}}}_{B_o} \underbrace{\left(\frac{p_o}{\sigma^{ref}} \right)^{1-m}}_{f_1 \left(\frac{p_o}{\sigma^{ref}} \right)}. \quad (25)$$

Tak zmodyfikowany model zagęszczania Zienkiewicza jest równoważny modelowi zagęszczania Sawickiego. Jednakże w przypadku ścieżek naprężeń dochodzących do obwiedni wytrzymałości wartość parametru $\tilde{\eta}$ jest ograniczona warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra, co powoduje, iż koncept uniwersalnej krzywej zagęszczania przestaje działać. Aby zapobiec temu defektowi, wprowadzono modyfikację prawa ewolucyjnego dla parameteru stanu κ w postaci

$$d\kappa = \tilde{\eta} f_2 \left(\frac{\xi^{pl}}{\xi} \right) d\xi, \quad (26)$$

przy czym funkcja korygująca f_2 przyjmuje postać

$$f_2 \left(\frac{\xi^p}{\xi} \right) = 1 + C \left(\frac{\xi^p}{\xi} \right)^D. \quad (27)$$

Z kolei wartości parametrów C i D uzyskuje się w procesie minimalizacji następującej funkcji celu $F(C, D)$

$$F(C, D) = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \left(\frac{e_o C_1 \ln \left(1 + C_2 \frac{1}{4} j(\gamma_o(i))^2 \right) - \varepsilon_v^{acc}(\gamma_o(i), j)}{e_o C_1 \ln \left(1 + C_2 \frac{1}{4} j(\gamma_o(i))^2 \right)} \right)^2, \quad (28)$$

gdzie i jest indeksem realizowanego testu obciążenia cyklicznego z amplitudą $\gamma_o(i)$ (gwarantującą wystąpienie uplastycznienia dla mechanizmu Coulomba-Mohra), M jest liczbą analizowanych testów, j jest indeksem realizowanego cyklu, N jest liczbą cykli w danym teście, natomiast $\varepsilon_v^{acc}(\gamma_o(i), j)$ jest wartością zakumulowanego odkształcenia objętościowego w i -tym teście po wykonaniu j cykli, otrzymaną z całkowania modelu teoretycznego.

Jak wynika z przeprowadzonych przez autora analiz wartości parametrów C i D , nie są one zależne od wartości naprężenia średniego p , co jest dość istotne z punktu widzenia optymalizacji tych dwóch parametrów.

Występująca w funkcji korygującej f_2 miara zakumulowanego plastycznego odkształcenia dewiatorowego ξ^p całkowana jest w trakcie całej historii stanu odkształcenia wg następującej reguły

$$\xi^p = \int_{t_o}^t \sqrt{\dot{\varepsilon}_{ij}^p \dot{\varepsilon}_{ij}^p} dt. \quad (29)$$

Należy zauważyć, że w tym sformułowaniu model daje możliwość opisu procesu upłynięcia w trakcie monotonicznego lub cyklicznego ścinania, natomiast nie umożliwia opisu efektu ruchliwości cyklicznej (ang. *cyclic mobility*) i realizacji charakterystycznych ścieżek naprężeń w pobliżu wierzchołka układu $p - q$ w testach cyklicznych.

Model został zaimplementowany przez autora artykułu w oprogramowaniu ZSoil [9].

3.3. TENSOR RZUTOWANIA m_{ij}

Najprostszą formą tensora rzutowania jest forma izotropowa

$$m_{ij} = \frac{1}{3} \delta_{ij}, \quad (30)$$

gdzie δ_{ij} jest symbolem Kroneckera. Przy takim założeniu w trakcie testu cyklicznego ścinania składowa pozioma naprężenia σ_x będzie maleć, podobnie jak i naprężenie średnie p , co zakłóci w istotny sposób odtwarzanie uniwersalnej krzywej zagęszczania. Potrzebna jest zatem inna, np. anizotropowa, forma tego tensora, np. w następującej postaci

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} \zeta & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1-\zeta}{2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\zeta}{2} \end{bmatrix}. \quad (31)$$

Pierwsza oś główna tego tensora jest współosiowa z kierunkiem pionowym, natomiast parametr skalarny ζ przyjmuje wartości od $\zeta = \frac{1}{3} \div 1$. W przypadku $\zeta = \frac{1}{3}$ tensor rzutowania staje się izotropowy, natomiast w przypadku $\zeta = 1$ całość wygenerowanego odkształcenia objętościowego będzie realizowana na kierunku pionowym. W dalszych analizach przyjęto $\zeta = 1$, natomiast problem ten w sposób oczywisty wymaga przeprowadzenia dodatkowych badań w celu sformułowania bardziej ogólnej formuły. W pracy [4] zastosowano tensor rzutowania współosiowy z gradientem powierzchni plastyczności modelu Modified Cam-Clay, co skutkuje tym, iż człon ε_{ij}^{acc} oprócz członu czysto objętościowego zawiera również dość istotny człon dewiatorowy.

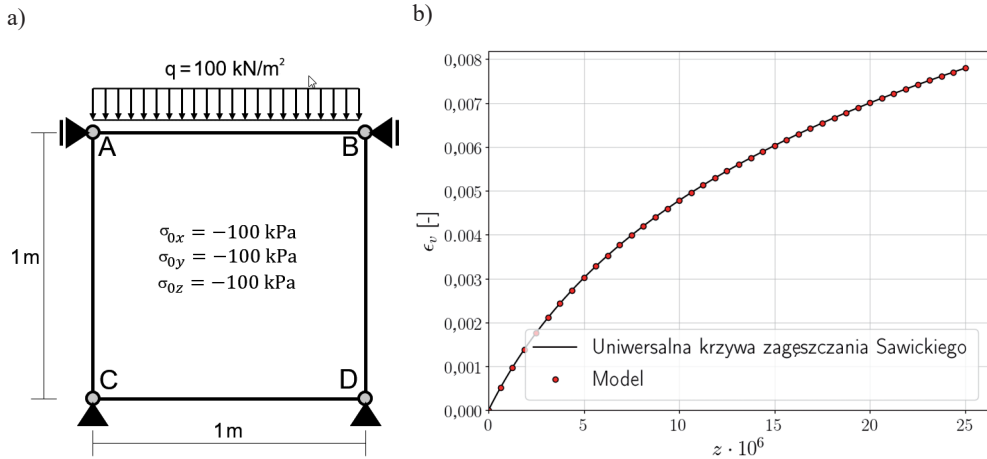
4. PRZYKŁADY OBLICZENIOWE

W kolejnych punktach zademonstrowane zostaną wyniki różnego rodzaju testów elementowych oraz dynamicznej analizy warstwy piasku suchego i nawodnionego poddanej trzęsieniu ziemi w San Fernando w 1971 r. Wszystkie zaprezentowane symulacje wykonano w oprogramowaniu ZSoil v.2020 [9].

4.1. TESTY CYKLICZNEGO BEZPOŚREDNIEGO ŚCINANIA

W tym przykładzie analizowany jest test cyklicznego bezpośredniego ścinania ze stałą amplitudą odkształcenia postaciowego przy założeniu warunków swobodnego drenażu. Jest to tzw. test elementowy (rys. 1a), a zatem wymiary zastosowanego elementu skończonego są bez znaczenia. Przyjęte warunki brzegowe są następujące $u_x^C = u_x^D = 0$, $u_y^C = u_y^D = 0$, $u_x^A = u_x^B = 10^{-3} \sin(2\pi t)$. Dodatkowo przyjęto periodyczny warunek brzegowy $u_y^A = u_y^B$ (il. 1b). Test przeprowadzony jest w przedziale czasu $t = 0 \dots 100$ s z krokiem $\Delta t = 0,25$ s, co odpowiada realizacji 10 przyrostów na 1/4 pełnego cyklu. W teście tym przyjęto następujące parametry materiałowe: $E_{ur}^{ref} = 100000$ kPa, $\nu_{ur} = 0,25$, $\sigma_{ref} = 100$ kPa, $p_L = 5$ kPa, $m = 0,5$, $e_o = 0,5$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$ kPa oraz $C_1 = 8,7 \cdot 10^{-3}$, $C_2 = 2 \cdot 10^5$ (wartości parametrów oszacowano na podstawie pracy [5]).

Wartość modułu E_{ur}^{ref} jest średnią w zakresie odkształceń $\gamma_o = 0 \dots 10^{-3}$. W teście tym pominięto pełne modelowanie histerezy w zakresie małych odkształceń i mechanizm wzmocnienia dewiatorowego oraz wykorzystano anizotropowy tensor rzutowania m_{ij} z parametrem $\zeta = 1$ oraz pierwszą osią anizotropii ustawioną w kierunku pionowym. Porównanie wyników modelu z rozwiązaniem analitycznym wg teorii Sawickiego pokazano na il. 1a. Otrzymano idealną zgodność pomiędzy modelem i rozwiązaniem analitycznym.



Il. 1. Test cyklicznego bezpośredniego ścinania: a) model MES jednoelementowy, b) porównanie uniwersalnej krzywej zagęszczania wg teorii Sawickiego z wynikiem symulacji. Opracowanie aut.

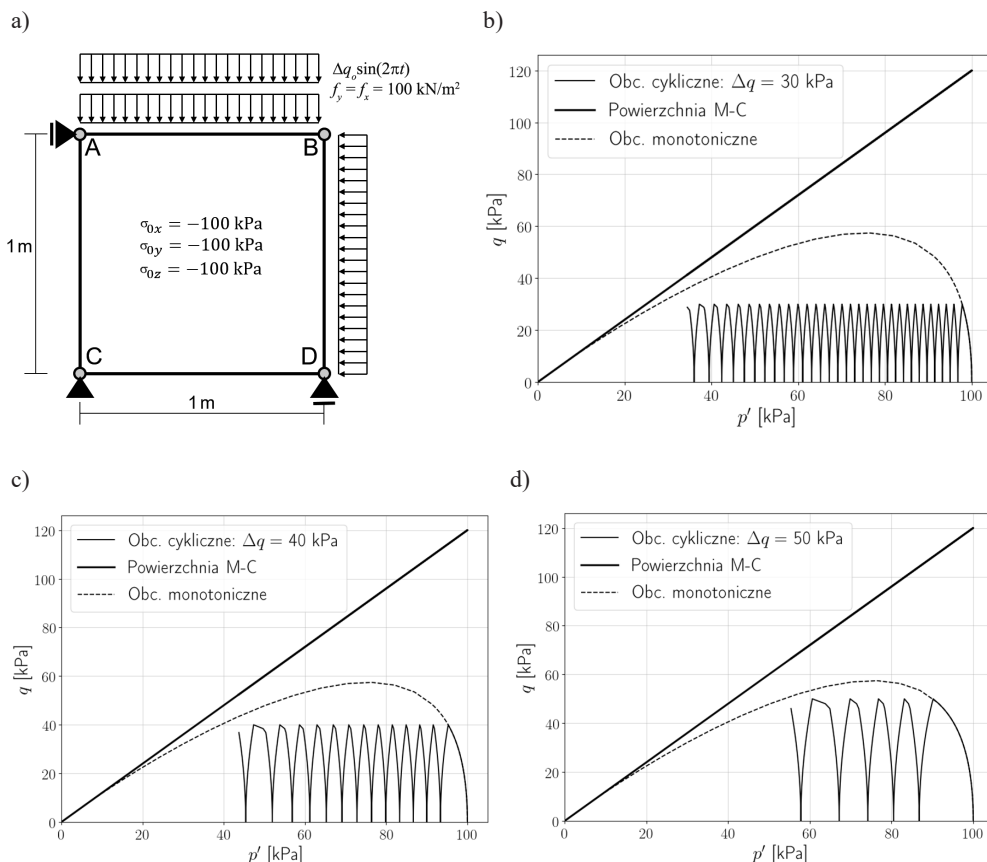
4.2. TEST CYKLICZNEGO TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA W WARUNKACH ZATRZYMANEGO DRENAŻU

W tym przykładzie przeanalizowano jednoelementowy osiowosymetryczny test trójosiowego cyklicznego ściskania w warunkach drenażu zatrzymanego zrealizowany przy założeniu początkowego stanu naprężeń efektywnych $p_o = 100$ kPa, $q_o = 0$ kPa oraz trzech różnych amplitudach dewiatora naprężeń $\Delta q = 30, 40, 50$ kPa. Test wykonany został przy sterowaniu naprężeniowym, stąd też warunki brzegowe są następujące $u_x^C = 0, u_y^C = u_y^D = 0, u_x^A =$ (il. 2a). W symulowanym teście wymuszono cykliczne obciążenie pionowe, przyjmując program obciążenia $\Delta q \sin(2\pi t)$ w przedziale czasowym $t = 0 \dots 100$ s z krokiem $\Delta t = 0,01$ s. Parametry materiałowe przyjęto identycznie jak w teście bezpośredniego ścinania opisanym w p. 4.1. Do obliczeń wykorzystano sterownik stanu drenażu zatrzymanego [9]. W celu wyeliminowania gradientu początkowego ciśnienia porowego pominięto człon masowy w prawie Darcy'ego. Jednoelementowy model MES oraz ścieżki naprężeń efektywnych uzyskane dla trzech różnych wartości amplitudy dewiatora naprężeń pokazano na rys. 2a–d.

4.3. ANALIZA DYNAMICZNA WARSTWY SUCHEGO PIASKU PODDAJĄCEJ WYMUSZENIU SEJSMICZNEMU

W celu pokazania możliwości modelu w rozwiązywaniu praktycznych zagadnień brzegowych przeanalizowano problem 15 m warstwy suchego piasku w stanie luźnym poddanej wymuszeniu sejsmicznemu zanotowanemu w trakcie trzęsienia ziemi w San Fernando w Stanach Zjednoczonych w 1971 r. (Castaic Station NW) (il. 3). Zasadniczym celem testu było oszacowanie trwałych osiadań górnej po-

wierzchni warstwy, poprzez zastosowanie tzw. modelu dynamicznego ze sztywną bazą. Analizowany czas trwania trzęsienia wynosił 30 s, a zastosowany krok czasowy $\Delta t = 0,005$ s.



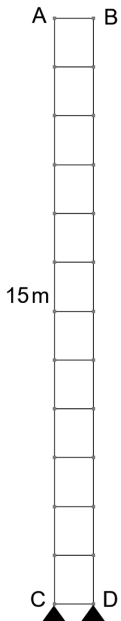
Il. 2. Test cyklicznego trójosiowego ściskania: a) jednoelementowy model MES, b) ścieżka naprężeń efektywnych dla $q = 30 \text{ kPa}$, c) ścieżka naprężeń efektywnych dla $q = 40 \text{ kPa}$, d) ścieżka naprężeń efektywnych dla $q = 50 \text{ kPa}$. Opracowanie aut.

Przyjęto schemat HHT całkowania po czasie z parametrem $\alpha = -0,3$ oraz zdiagonalizowaną formę macierzy mas. W celu poprawnego zamodelowania warstwy ścinanej wprowadzono periodyczne warunki brzegowe, tak aby przemieszczenia węzłów na lewej ścianie modelu MES były równoważne przemieszczeniom węzłów na ścianie prawej ($\mathbf{u}_A = \mathbf{u}_B$ dla każdej pary węzłów) (il. 3). Jedynym źródłem tłumienia jest tłumienie histerezy generowane poprzez model referencyjny HSs lub HS-Brick. W przeprowadzonych symulacjach pominięto siły bezwładności w kierunku pionowym, wykorzystując mechanizm filtrowania mas [9]. W symulacjach wykorzystano następujące dane materiałowe: $\rho = 1620 \text{ kg/m}$, $K_o^{insitu} = 0,5$, $n = 0,4$,

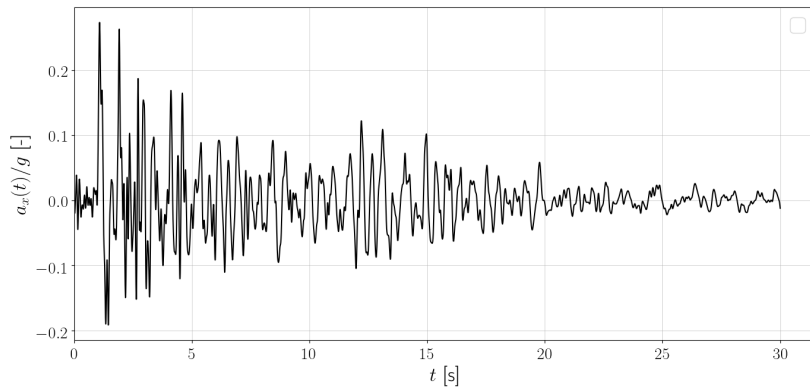
$C_1 = 8,7 \cdot 10^{-3}$, $C_2 = 2 \cdot 10^5$, $\phi = 34^\circ$, $c = 0$ kPa, $\nu = 0,2$, $m = 0,5$, $\sigma_{ref} = 100$ kPa, $E_o^{ref} = 240000$ kPa, $E_{ur}^{ref} = 80000$, $\gamma_{0,7} = 0,0002$. Mechanizm wzmocnienia dewiatowego przyjęto jako nieaktywny oraz wykorzystano anizotropowy tensor rzutowania m_{ij} ze współczynnikiem $\zeta = 1$.

Przebieg czasowy składowej u_y wektora przemieszczenia na górnej powierzchni warstwy pokazano na il. 4.

a)

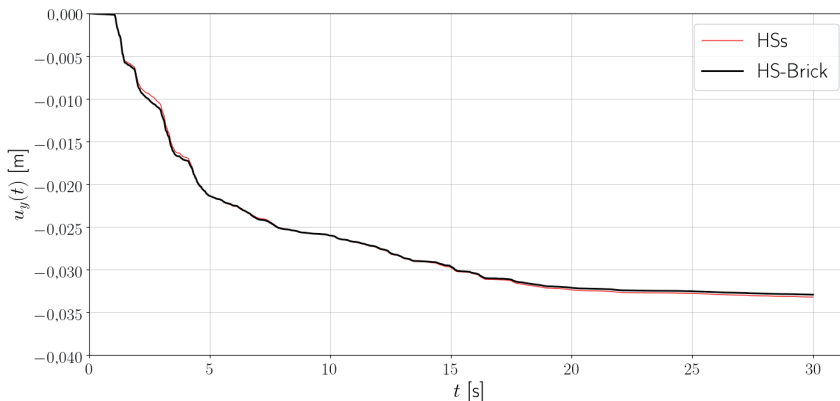


b)



Il. 3. Test ścinanej warstwy piasku suchego poddanej obciążeniu sejsmicznemu w San Fernando w 1971 r.: a) siatka MES, b) akcelerogram San Fernando 1971 w postaci względnej $a_x(t)/g$.

Opracowanie aut.

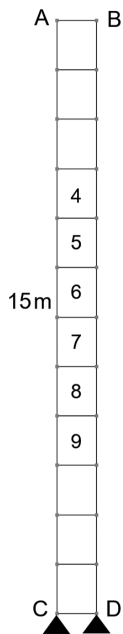


Il. 4. Przebieg osiadań powierzchni terenu w czasie. Opracowanie aut.

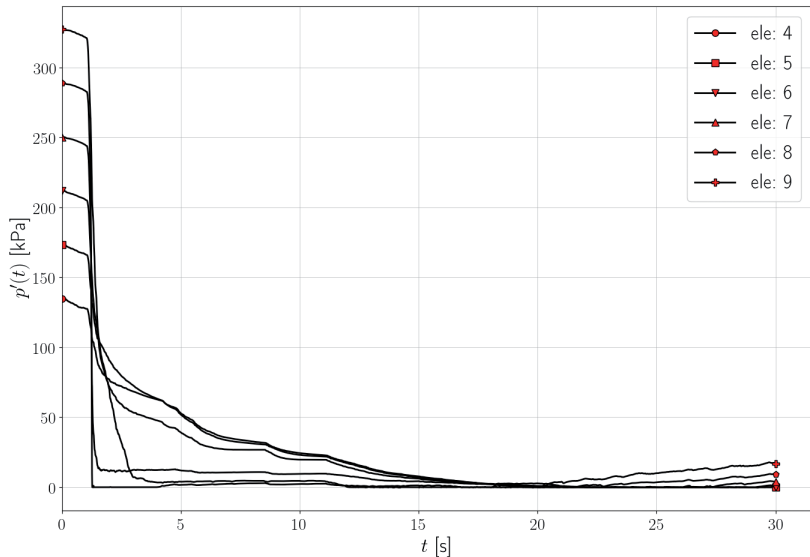
4.4. ANALIZA DYNAMICZNA NASYCONEJ WARSTWY PIASKU PODDANEJ WYMUSZENIU SEJSMICZNEMU

W tym przykładzie analizowana jest możliwość wystąpienia upłynnienia w 15-metrowej warstwie całkowicie nasyconego piasku poddanej trzęsieniu ziemi w San Fernando z 1971 r. Przykład ten jest analogiczny z przykładem poprzednim, z tym że do obliczeń wykorzystano tym razem sterownik konsolidacji, wprowadzono warunki brzegowe na ciśnienie porowe $p = 0$ na górnej powierzchni w węzłach A, B oraz uzupełniono zestaw danych o 2 parametry, tj. współczynnik filtracji $k = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s oraz moduł odkształcenia objętościowego dla cieczy $K^F = 2 \cdot 10^6$ kPa. Wynikowe przebiegi czasowe efektywnego naprężenia średniego w trzech wybranych elementach pokazano na il. 5. Charakterystycznym efektem jest przemieszczanie się frontu upłynnienia z dołu do góry.

a)



b)



Il. 5. Test ścinanej warstwy w pełni nasyconego piasku, poddanej obciążeniu sejsmicznemu w San Fernando w 1971 r.: a) siatka MES, b) przebiegi czasowe wartości efektywnych naprężeń średnich $p'(t)$ w wybranych elementach. Opracowanie aut.

5. WNIOSKI

W pracy przedstawiono metodę adaptacji teorii zagęszczania Sawickiego w dwóch sprężysto-plastycznych modelach referencyjnych, tj. Hardening Soil w wersji small [1] oraz HS-Brick [2]. Pokazano sposób modyfikacji modelu zagęszczania Zienkiewicza [10], tak aby odtwarzał uniwersalną krzywą zagęszczania. W pracy przeanalizowano szereg testów elementowych bezpośredniego ścinania, trójosiowego ściskania w warunkach zatrzymanego drenażu oraz dwa przykłady zagadnień brzegowych warstwy piasku poddanej trzęsieniu ziemi. Zakres stosowania teorii Sawickiego ograniczony jest jednak wyłącznie do piasków drobnych w początkowym stanie luźnym. Rozszerzenie stosowalności tej teorii na piaski średnio lub silnie zagęszczone wymaga wprowadzenia niezerowej dylatacji oraz możliwości eliminacji jawnego mechanizmu zagęszczania z chwilą, gdy ścieżki naprężeń wchodzą w obszar pomiędzy linią stanu krytycznego oraz obwiednią Coulomba-Mohra. Taka korekta pozwoliłaby opisać efekt ruchliwości cyklicznej (ang. *cyclic mobility*).

Dodatkowych studiów wymaga sformułowanie tensora rzutowania m_{ij} , który w niniejszej pracy przyjęto w formie anizotropowej z jawnie zdefiniowaną pierwszą osią główną, oraz wpływ naprężenia średniego na uniwersalną krzywą zagęszczania analizowany w pracach [8] i [4].

LITERATURA

- [1] Benz T., *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*, praca doktorska, Universität Stuttgart, 2007.
- [2] Cudny M., Truty A., *Refinement of the hardening soil model within the small strain range*, Acta Geotechnica, 15, 2020, 2031–2051.
- [3] Niemunis A., Cudny M., *Discussion on „Dynamic soil-structure interaction: A three-dimensional numerical approach and its application to the Lotung case study”*. Poor performance of the HSS model, Computers and Geotechnics, 98, 2018, 243–245.
- [4] Niemunis A., Wichtmann T., Triantafyllidis Th., *A high-cycle accumulation model for sand*, Computers and Geotechnics, 32, 2005, 245–263.
- [5] Sawicki A., Świdziński W., *Mechanics of sandy subsoil subjected to cyclic loadings*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 13, 1989, 511–529.

-
- [6] Schanz T., Vermeer P.A., Bonier P.G., *Formulation and verification of the Hardening Soil Model*, [w:] *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam 1999.
- [7] Simpson B., *Retaining structures: displacement and design*, *Géotechnique*, 42(4), 1992, 541–576.
- [8] Świdziński W., *Mechanizmy zagęszczania i upłynnienia gruntów sypkich*, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk 2006.
- [9] *ZSOIL. User manual ZSoil.PC v2020. Soil, Rock and Structural Mechanics in dry or partially saturated media*, ZACE Services Ltd, Software Engineering, Lausanne, Switzerland 1985–2020.
- [10] Zienkiewicz O.C., Chan A.H.C., Pastor M., Schrefler B.A., Shiomi T., *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*, John Wiley & Sons Ltd, 1999.

Janusz Kogut*

PROPAGACJA FAL W GRUNCIE – BADANIA W APARACIE TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA Z UŻYCIEM ELEMENTÓW *BENDER*

TRIAxIAL COMPRESSION TESTS OF SOIL WAVE PROPAGATION WITH *BENDER* ELEMENTS APPLICATION

STRESZCZENIE

Rozpoznanie warunków geotechnicznych podłoża gruntowego wykonywane w celu ustalenia parametrów dynamicznych podłoża często wymaga szczegółowych badań laboratoryjnych. Obecnie jednym z najbardziej popularnych sposobów określania parametrów gruntów jest użycie aparatu trójosiowego ściskania. Wynikami badania próbki gruntowej w aparacie trójosiowym mogą być oprócz podstawowych parametrów wytrzymałościowych, czyli kąta tarcia wewnętrznego i spójności, parametry takie jak moduł odkształcenia liniowego przy stałym bocznym naprężeniu efektywnym w próbce w warunkach z *odpływem*, jak i *bez odpływu* nadmiaru wody z gruntu. Dodatkowo w laboratorium Katedry Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów Politechniki Krakowskiej przeprowadza się badania dynamicznych parametrów gruntu. Często określa się je, badając prędkości przepływu fal. Na przykład fali podłużnej i fali poprzecznej przy wykorzystaniu elementów *bender*. W pracy przedstawiono przykładowe oszacowanie parametrów w konkretnych warunkach geotechnicznych. Analiza ta wynika na przykład z występowania warstw podatnych w gruncie czy też osuwisk w bezpośrednim otoczeniu inwestycji bądź istniejących już obiektów.

Słowa kluczowe: elementy *bender*, propagacja fal, dynamika gruntu

ABSTRACT

The geotechnical conditions of the subsoil performed to determine the dynamic parameters of the subgrade often requires detailed laboratory tests. Currently, one of the most valuable methods of determining soil parameters is the use of a triaxial stress apparatus. The results of testing the soil sample in a triaxial apparatus may include, in addition to the basic strength parameters, i.e. the effective internal friction and effective cohesion, parameters such as the modulus of deformation at constant effective lateral stress in the sample. It may be achieved with and without drainage of excess water from the ground i.e. under the drained and undrained soil conditions. Additionally, in the laboratory of the Geotechnics and Strength of Material Division of the Cracow University of Technology, other dynamic soil parameters are tested. They are often determined by examining velocities of waves propagating through the soil. Mostly, longitudinal wave and shear wave when using *bender* element tests. The paper presents an example of parameter estimation in specific geotechnical conditions. This analysis results, for example, from the presence of vulnerable layers in the ground or slip surface resulting landslides in the immediate vicinity of the investment areas or already existing facilities.

Keywords: *bender* element tests, wave propagation, soil dynamics

* Dr inż. Janusz Kogut, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. WPROWADZENIE

Przedmiotem pracy jest sprawdzenie wpływu różnych parametrów na stan i zachowanie gruntu w złożonych stanach naprężeń. Do badań zostały użyte próbki gruntu wydobyte z głębokości około 5–6 m p.p.t. W ramach eksperymentu użyto aparatu trójosiowego ściskania.

Rozważając grunt jako ciało porowate, możemy badać jego własności fizyczne. Dla potrzeb mechanicznych istotne są parametry wytrzymałościowe. Badając naprężenia w gruncie, mamy do czynienia z oporem tarcia między cząsteczkami minerałów i płynów, z których zbudowany jest grunt. Opór ten nazywamy oporem tarcia wewnętrznego lub tarcie wewnętrznym. Wielkość ta jest funkcją szeregu parametrów gruntu (np. wielkości, kształtu i stopnia obtoczenia poszczególnych ziaren, składu mineralnego mieszaniny gruntowej, jej pochodzenia geologicznego czy historii występowania obciążenia gruntu). Do modelowania zachowania gruntu dwie wartości są szczególnie istotne: kąt tarcia wewnętrznego, który zależy od porowatości, wilgotności czy ciśnienia wody w porach, oraz spójność gruntu, czyli kohezja, która może być oporem gruntu stawianym siłom zewnętrznym zależnym od sił przyciągania cząstek składowych gruntu i cieczy zawartych w gruncie. Ta ostatnia wielkość występuje głównie w gruntach spoistych i może też zależeć od wielkości ich ziaren, wilgotności, genezy czy składu mineralnego. Im wilgotność gruntu jest mniejsza, tym siły spójności stają się większe. Największe siły spójności towarzyszą gruntom w stanie suchym. Jednakże wielkości tarcia wewnętrznego i kohezji zależą też od stanu gruntu oraz tego, jak zachowuje się struktura gruntu przy wypełnieniu go wodą. W warunkach *in situ* rozróżniamy, jak powszechnie wiadomo, strefy aeracji i saturacji. W strefie aeracji grunt jest mieszaniną cząstek stałych (mineralnych i organicznych) oraz gazów (powietrza) i cieczy (głównie wody) znajdujących się w porach. Jest zatem mieszaniną trójfazową i występuje w stanie częściowego zasaturowania. Dzieje się tak, gdy rozpatrujemy grunt znajdujący się powyżej zwierciadła wód gruntowych. Gdy znajdziemy się poniżej zwierciadła wód gruntowych, zakładamy, że grunt ulega całkowicie procesowi saturacji. Wówczas przyjmujemy, że grunt staje się mieszaniną dwufazową, tj. składa się z cząstek mineralnych, organicznych oraz cieczy, czyli głównie wody, wypełniającej całkowicie pory gruntu.

2. BADANIA LABORATORYJNE GRUNTÓW

Laboratoryjne metody badania podstawowych parametrów statycznych gruntu opierają się na badaniach z zastosowaniem następującego sprzętu i z użyciem procedur stosowanych według norm europejskich [10] i standardów ISO [12], a jest to:

- aparat bezpośredniego i resztkowego ścinania (całkowite parametry Φ_c oraz c_c),
- edometr (moduły odkształceń),
- penetrometr stożkowy (wytrzymałość na ścinanie C_u),
- aparat trójosiowego ściskania (w zależności od sposobu: parametry całkowite Φ_c oraz c_c lub parametry efektywne Φ' oraz c').

Badania dynamiczne odbywają się z użyciem dodatkowo wyposażonego aparatu trójosiowego ściskania (il. 1). Uzupełnieniem może być np. wykorzystywany w niniejszej pracy tzw. element *bender*.



Il. 1. Aparat trójosiowego ściskania. Opracowanie aut.

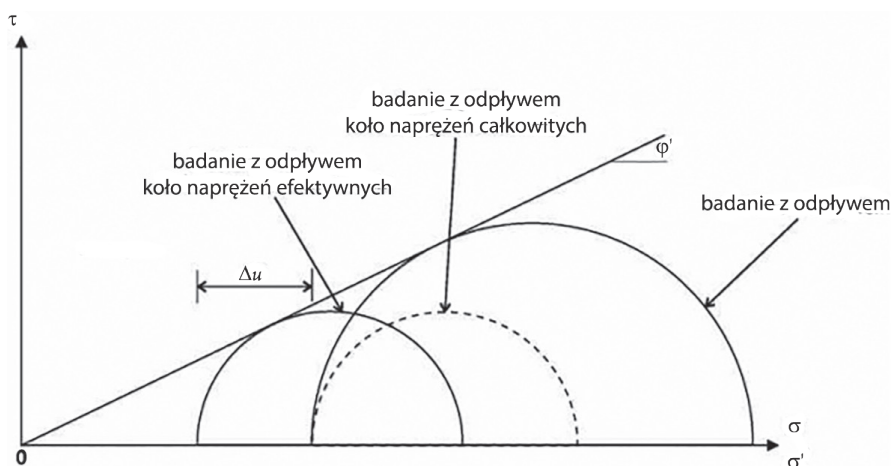
Badania prowadzone w aparacie trójosiowego ściskania można wykonywać różnorodnie. Zasadniczo rozróżniamy trzy podstawowe metody badania, w zależności od sposobu odprowadzania nadmiaru wody z próbki gruntu:

- metodę UU (*unconsolidated undrained*) – ścinanie próbki przebiega bez wstępnej konsolidacji, w trakcie zasadniczego badania najczęściej nie prowadzimy pomiaru ciśnienia porowego wody w próbce oraz badanie przeprowadzamy bez odpływu wody z próbki. Badania tą metodą przeprowadza się, gdy badany grunt będzie przenosił obciążenia od budowli, dla której obciążenia użytkowe stanowią ponad 70% obciążeń całkowitych. Na podstawie badań wyznacza się parametry wytrzymałościowe (Φ_{uu} oraz c_{uu}), opierając się na naprężeniu całkowitym;
- metodę CU/CIU (*consolidated isotropic undrained*) – próbki są wstępnie skonsolidowane. W trakcie zasadniczego badania prowadzi się pomiar ciśnienia porowego wody w próbce, zaś badanie przeprowadzane jest bez odpływu wody z próbki. Metodę stosuje się, gdy obciążenie użytkowe budowli stanowi od 30 do 70% obciążenia całkowitego, warunki takie mogą występować, gdy już po wzniesieniu obiektu budowlanego wprowadza się obciążenie użytkowe

w stosunkowo krótkim czasie. Na podstawie badań wyznacza się całkowite i efektywne parametry wytrzymałościowe (Φ_{cu} , c_{cu} , Φ'_{cu} oraz c'_{cu});

- metodę CD/CID (*consolidated isotropic drained*) – polega na bardzo powolnym ścinaniu próbki wstępnie poddanej konsolidacji. W trakcie zasadniczego badania następuje ciągły odpływ wody z próbki, zaś prędkość badania jest tak dostosowana, aby wartość ciśnienia porowego rejestrowana w próbce była na jednakowym poziomie. Metodę tę stosuje się, gdy przewidywane obciążenie użytkowe budowli nie przekracza 30% obciążenia całkowitego, a czas budowy jest wystarczająco długi do uzyskania pełnej konsolidacji podłoża. Na podstawie badań wyznacza się parametry wytrzymałościowe (Φ'_{cD} oraz c'_{cD}), opierając się na naprężeniu efektywnym.

Różnica pomiędzy parametrami osiąganymi różnymi metodami badań pokazana jest na il. 2 [por. 3, 1]. Widzimy wyraźne zmiany położenia kół Mohra w przypadku rozpatrywania różnych rodzajów naprężeń.

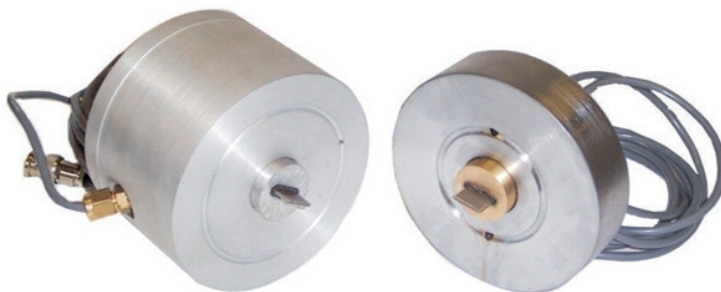


Il. 2. Koła Mohra przy różnych zastosowaniach badań w aparacie trójosiowego ściskania gruntów niespoistych. Opracowanie aut. na podstawie [3]

3. ZASTOSOWANIE ELEMENTÓW TYPU *BENDER* W KOMORZE APARATU TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA

Do badania sztywności dynamicznej lub propagacji fal elementy *bender* wykorzystuje się od lat siedemdziesiątych XX wieku. Dzieje się tak z uwagi na łatwość wykonania badania oraz wiarygodne wyniki dla małych odkształceń w gruncie. Elementy *bender* wykonane są zwykle z piezoelektrycznego materiału ceramicznego i stosowane do pomiaru prędkości propagacji fali podłużnej i fali poprzecznej (ści-

nającej) w próbce gruntu w warunkach laboratoryjnych. Badanie to polega na wprowadzeniu każdorazowo do gruntu nadajnika i odbiornika, a następnie przykładaniu napięcia do nadajnika wzbudzającego fale mechaniczne i pomiaru fal w odbiorniku. Elementy piezoelektryczne *bender* przedstawiono na il. 3.



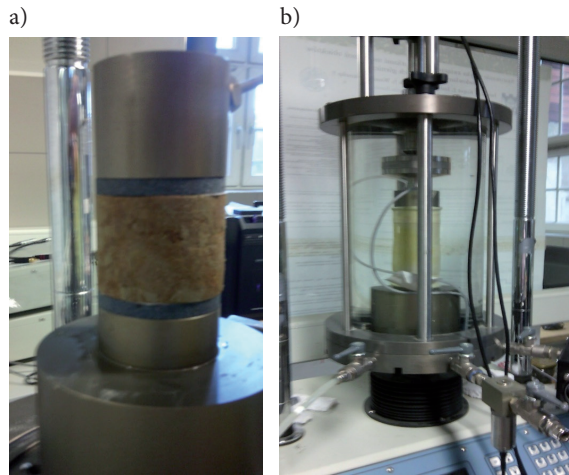
Il. 3. Cylindry *bender* z widocznymi elementami piezoelektrycznymi używane do badań propagacji fali w warunkach laboratoryjnych w aparacie trójosiowego ściskania [13]

Metodyka badań typu *bender* opiera się na szeregu założeń upraszczających, które leżą u podstaw wszystkich metod badań laboratoryjnych propagacji fal w ośrodkach gruntowych [por. 4]:

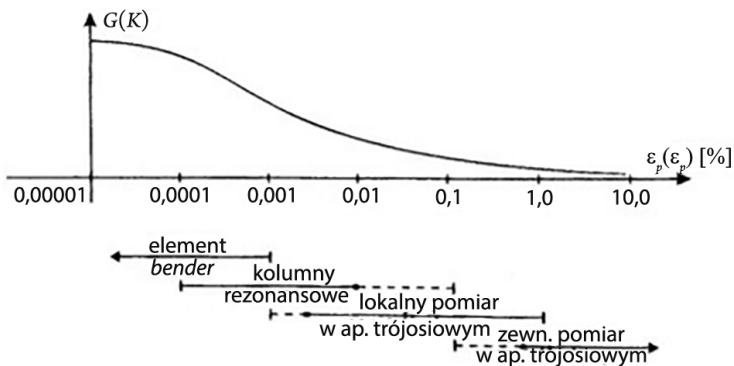
- odkształcenia indukowane w gruncie przez nadajnik są bardzo małe, czyli odpowiedź gruntu na wymuszenie dynamiczne jest w zakresie sprężystym,
- fala wywołana przez nadajnik w gruncie jest falą ścinającą, to znaczy, że tylko fala poprzeczna przemieszcza się z prędkością fali ścinającej,
- przebieg fali ścinającej równy jest odległości pomiędzy nadajnikiem i odbiornikiem,
- próbka gruntu traktowana jest jako ciało nieograniczone w danej konfiguracji, to znaczy wszystkie fale odbite w próbce docierają później do odbiornika niż fala bezpośrednio pochodząca od nadajnika,
- próbka gruntu traktowana jest jako medium homogeniczne i izotropowe.

Il. 4a przedstawia elementy *bender* zamontowane do próbki gruntu i ustawione na podstawie aparatu trójosiowego ściskania, zaś na il. 4b widoczna jest komora aparatu wraz z oprzyrządowaniem użyta w trakcie badań. Z przodu umieszczony jest czujnik ciśnienia porowych.

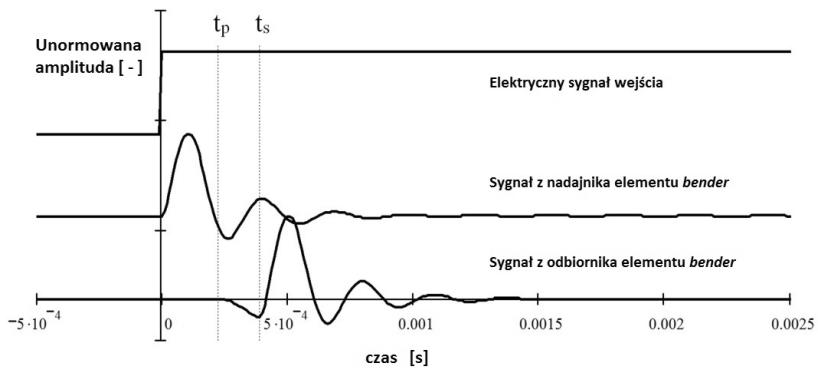
Il. 5 prezentuje zakresy modułów Kirchhoffa uzyskiwane przy użyciu różnych laboratoryjnych metod badawczych. Użycie elementów typu *bender* pozwala na otrzymywanie wiarygodnych rezultatów w zakresie odkształceń poniżej 0,001%, zatem *bender* jest najbardziej odpowiedni do tzw. małych odkształceń, czyli obejmujących zakres sprężysty pracy gruntu. Il. 5 można uzupełnić również o zastosowanie tzw. metod polowych badania parametrów dynamicznych gruntu. Odbywają się one w miejscach planowanych inwestycji lub wrażliwych na działania fal sejsmicznych lub parasejsmicznych [por. 5–7].



Il. 4. Elementy *bender* używane do badań propagacji fali w warunkach laboratoryjnych:
a) zamontowane na podstawie aparatu, b) znajdujące się bezpośrednio w komorze trójosiowego ściskania podczas badań. Fot. aut.



Il. 5. Zakresy modułów Kirchhoffa uzyskiwane przy użyciu różnych metod badawczych [2]



Il. 6. Przykładowe przebiegi fal otrzymane w trakcie rejestracji sygnałów uzyskanych z użyciem elementu *bender*. Opracowanie aut. na podstawie [9]

Aby uzyskać wartość prędkości propagacji fali poprzecznej, należy odczytać z przebiegów fali wzbudzającej drgania i fali uzyskanej z odbiornika czasy przebiegu przemieszczeń drgań. Zakładając, że medium jest ciałem sprężystym, możemy uzyskać z podstawowych równań teorii sprężystości związek pomiędzy prędkością propagacji fali poprzecznej i modułem ścinania Kirchhoffa G :

$$G = \rho V_s^2 \quad (1)$$

gdzie:

ρ – gęstość objętościowa gruntu [kg/m^3],
 V_s – prędkość propagacji fali poprzecznej [m/s].

Il. 6 pokazuje, jak wyglądają rejestrowane przebiegi fali wzbudzonej w źródle oraz zarejestrowanej przez odbiornik. Metoda *peak to peak* pozwala na znalezienie czasu przebiegu fali i przy znanej wysokości próbki uzyskanie wartości prędkości propagacji fali poprzecznej V_s .

4. PODSTAWOWE BADANIA GRUNTÓW

Badania laboratoryjne przeprowadzono na próbkach gruntowych pobranych dla wydzielonych trzech warstw geotechnicznych. Pierwszą warstwę geotechniczną stanowią pyły na pograniczu pyłów ilastych. Druga wydzielona warstwa to piasek na pograniczu piasku pylastego. Ostatnią wyodrębnioną trzecią warstwę geotechniczną stanowią zwarte i półzwarne łył mioceńskie. Próbkę gruntowe pobrane z otworu badawczego stanowiły podstawę opisywanej analizy porównawczej.

Tabela 1

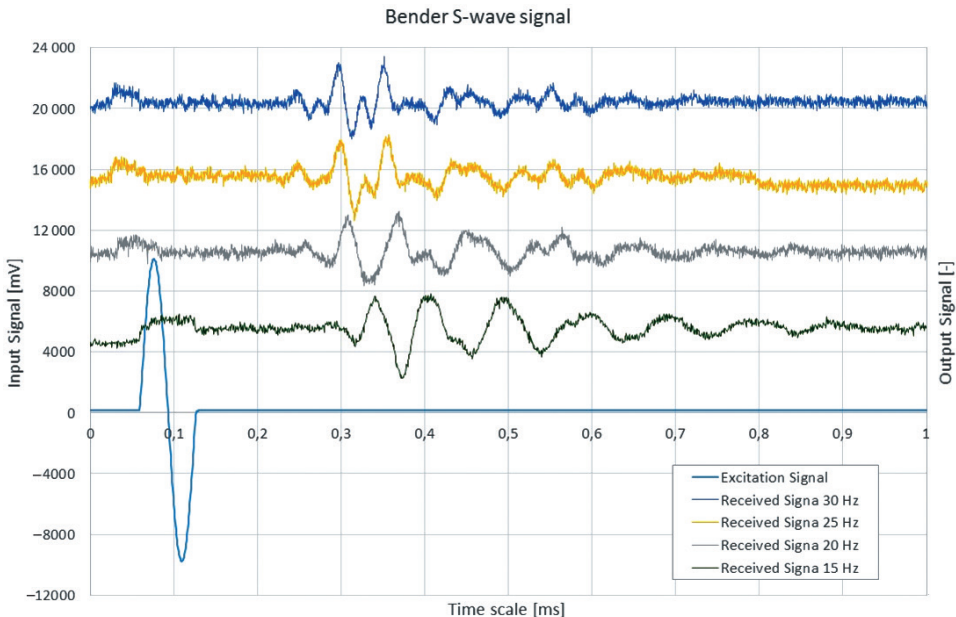
Wybrane wyniki badań laboratoryjnych gruntów [9, 10]

Warstwa gruntu	I	II	III	
Wilgotność naturalna [%]	15÷18	7÷9	26÷28	
Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ [g/cm^3]	2,30	1,65	2,10	
Gęstość właściwa ρ_s [g/cm^3]	2,67	2,65	2,70	
Zawartość frakcji	piaskowa f_{sa} [%]	5	88	1
	pylasta f_{si} [%]	79	10	20
	ilasta f_{ci} [%]	16	2	79
Granica plastyczności w_p [%]	20÷23	–	30÷32	
Granica płynności w_L [%]	30÷33	–	87÷90	
St. plastyczności I_L [-] lub st. zagęszczenia I_D [-]	0,12	0,55	0	
Stan gruntu	twardo-plastyczny	średnio-zagęszczony	półzwały	

W jej trakcie przygotowano trzy próby o nienaruszonej strukturze z opisanych warstw. Dla przykładu wszystkie próby ilów pobrano z głębokości jednego metra poniżej poziomu terenu. Próby gruntu zostały następnie przetransportowane do laboratorium i do czasu wykonania badania w aparacie trójosiowego ściskania były zabezpieczone przed utratą wilgotności i przechowywane w chłodni w temperaturze $+5^{\circ}\text{C}$. Wyniki badań przedstawiono w tabeli 1.

5. REALIZACJA POMIARÓW

Możliwość realizacji pomiaru prędkości wykorzystano poprzez użycie piezoelementów, które umożliwiają pomiar przejścia fali akustycznej w próbce gruntu. Prędkość fali poprzecznej jest wynikiem pomiaru czasu przejścia sygnału od nadajnika do odbiornika przy znanych rozmiarach próby. Dobór częstotliwości i amplitudy sygnału wejściowego (tzw. *excitation signal*) zależy od stanu gruntu. Dobór wielkości amplitudy sygnału uzależniony jest od *jakości* pomierzonej odpowiedzi gruntu. Na il. 7 przedstawiono przykładowe odpowiedzi różnych częstotliwości sygnałów wejścia. Najbardziej wiarygodny jest ostatni sygnał, który daje w odpowiedzi pełną sinusoidę. Można zatem skorzystać z metody *peak to peak* i odczytać czas przebiegu sygnału z rejestrowanego pliku.



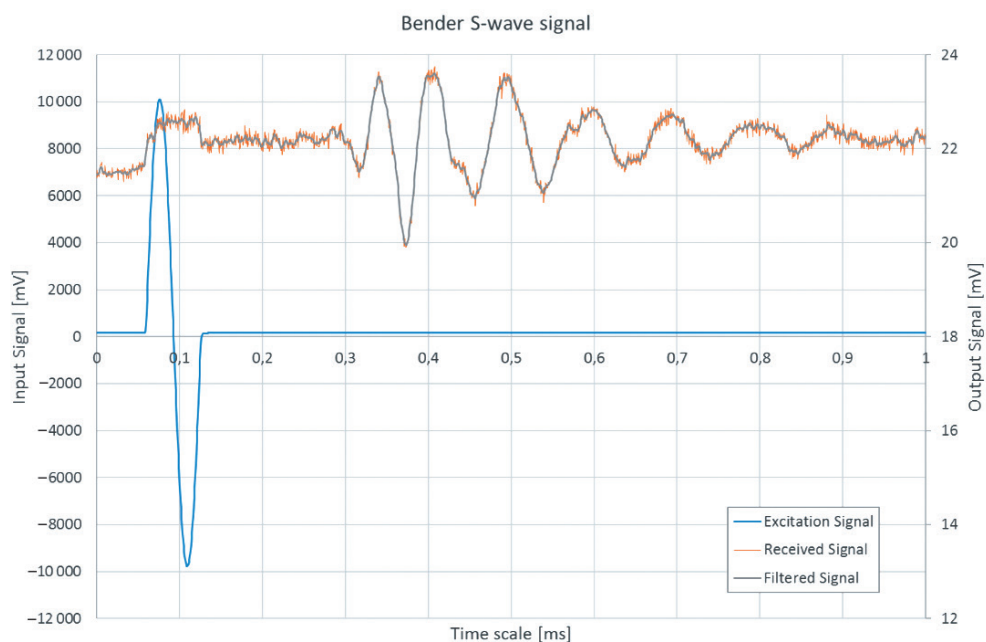
Il. 7. Wynik pomiaru zmiany napięcia uzyskany w elementach piezoelektrycznych przy różnych częstotliwościach wymuszenia [8]

Tabela 2

Wyniki badań laboratoryjnych gruntów podstawowych parametrów gruntów [8]

Warstwa	I	II	III
Efektywny kąt tarcia wewnętrznego φ' [°] (metoda CD)	30	32	16
Efektywna spójność c' [kPa] (metoda CD)	25	4	40
Dynamiczny moduł ścinania G [MPa]	78,8	117,3	75,8

Rejestrowane przebiegi fal ścinających można też poddawać różnym operacjom przy pomocy znanych metod analizy sygnału. Na przykład można dokonywać standardowego filtrowania z użyciem znanych filtrów numerycznych i uzyskiwać sygnał przefiltrowany, który precyzyjniej określi czas przebiegu fali.



Il. 8. Rezultat pomiaru zmiany napięcia uzyskany w elementach piezoelektrycznych sygnału oryginalnego i filtrowanego [8]

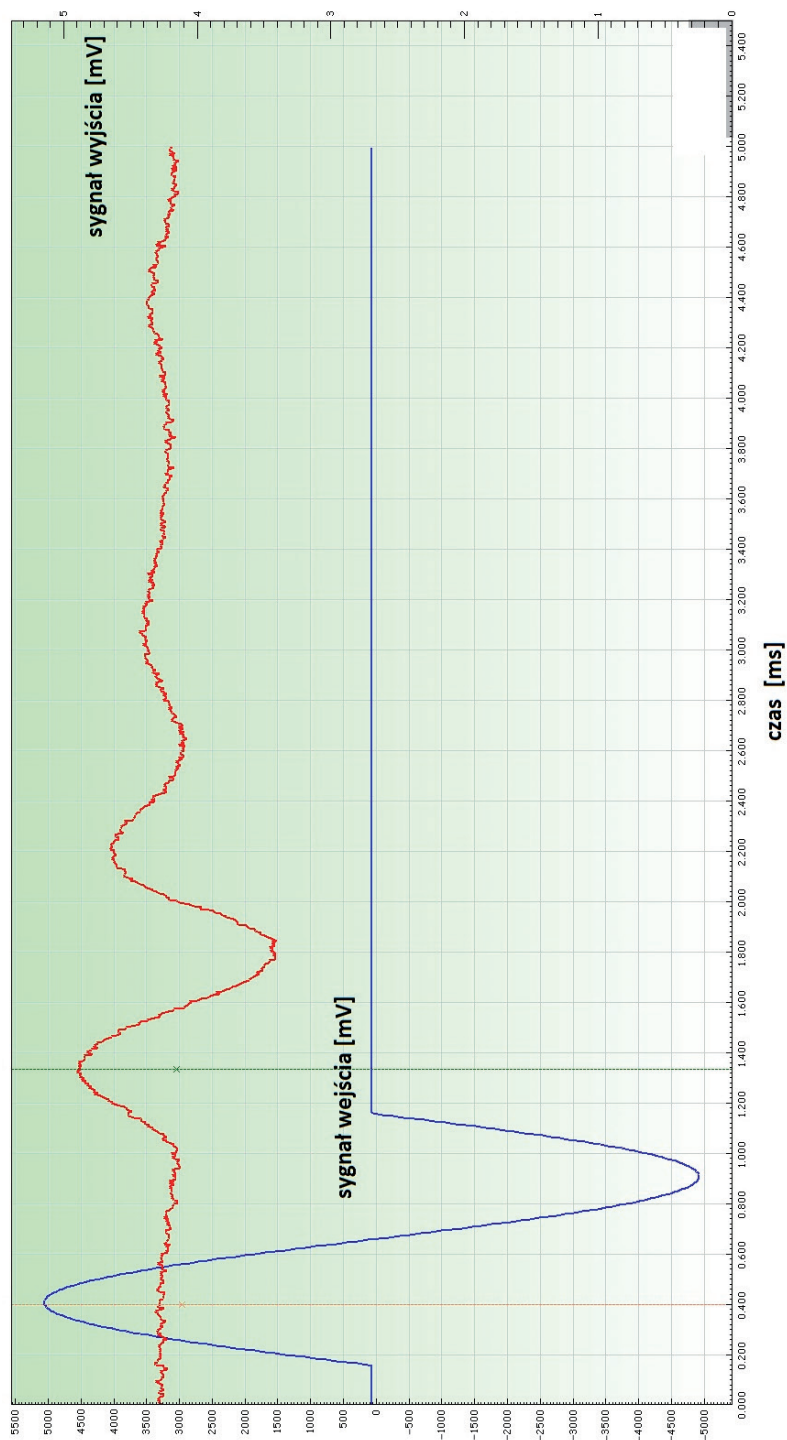
Il. 8 prezentuje przykładowy wynik pomiaru zmiany napięcia sygnałów wejścia i wyjścia. Wielkości wyjścia pokazują oryginalny sygnał zarejestrowany przez czujnik oraz sygnał przefiltrowany filtrem dolnoprzepustowym Butterwortha. W tabeli 2 pokazano wartości modułu ścinania G dla kolejnych warstw gruntów, dla których przeprowadzono badania dynamiczne. Wartości te odpowiadają izotropowym naprężeniom konsolidującym równym $\sigma = 150$ kPa. W przypadku warstw pierwszej i trzeciej nadkładu badania dynamicznego modułu Kirchhoffa G odbywały się me-

todą UU, gdzie ścinanie próbki przebiega bez wstępnej konsolidacji, zaś w przypadku piasku metodą CD, która polega na bardzo powolnym ścinaniu próbki wstępnie poddanej konsolidacji, w trakcie którego następuje ciągły odpływ wody z próbki. Prędkość badania jest tak dostosowywana, aby wartość ciśnienia porowego rejestrowana w próbce była na stałym poziomie.

6. PRZYKŁADOWE REZULTATY BADAŃ

W warunkach laboratoryjnych poddano badaniom w aparacie trójosiowego ściskania z użyciem elementu *bender* próbkę gruntu spoistego uzyskaną w trakcie badań *in situ* z terenu Nowej Huty. Grunt ten charakteryzował się gęstością objętościową równą $\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$ oraz uśrednioną wilgotnością naturalną równą $w_n = 15,5\%$. Próbkę poddano procesowi konsolidacji w aparacie trójosiowego ściskania z różnymi ścieżkami wartości naprężeń konsolidujących mieszczącymi się w przedziale $[0, 300]$ kPa. Badań dokonano przy różnych czasach konsolidacji gruntu. W trakcie badań nie było możliwości odpływu wody z próbki i nie mierzono ciśnienia wody w porach. Rozróżniono trzy fazy działań: faza 1 – warunki typu UU. W trakcie tej fazy grunt ulegał procesowi normalnej konsolidacji izotropowej od 0 do 150 kPa. W krótkim czasie zwiększano naprężenia z krokiem równym $\delta = 25 \text{ kPa}$. Równocześnie badano przebieg fali ścinającej i określano wartość modułu Kirchhoffa G . Po osiągnięciu naprężenia konsolidacji równego 150 kPa grunt pozostawiono przez 96 godzin do pełnego skonsolidowania. Następnie przeprowadzono fazę 2. Przyjęto, iż występują warunki typu CU. Wówczas dokonano kolejnych badań przebiegu fali ścinającej, zwiększając naprężenia konsolidujące co $\delta = 50 \text{ kPa}$ do wartości równej 300 kPa. Ponownie grunt pozostawiono do pełnego skonsolidowania, tym razem przez następne 48 godzin. Po tym czasie rozpoczęto fazę 3 – fazę odciążenia, w trakcie której zmieniał się współczynnik OCR (*overconsolidation ratio*), czyli zmniejszono wartości naprężeń konsolidujących ponownie do 150 kPa. Zatem współczynnik OCR uległ zmianie z wartości równej 1 do wartości 2.

Il. 9 prezentuje rzeczywiste przebiegi fal uzyskane przy przepuszczaniu przez grunt skonsolidowany naprężeniem 25 kPa fali sinusoidalnej o częstotliwości 1 kHz i napięciu o amplitudzie 5 V. Uzyskane pełne rezultaty eksperymentu przedstawiono w tabeli 3.



Il. 9. Rzeczywisty przebieg fali otrzymany w trakcie rejestracji sygnału uzyskanego z użyciem elementu *bender* – do naprężenia konsolidacji równego 25 kPa. Opracowanie aut. na podstawie [9]

Tabela 3

Wartości prędkości fal poprzecznych oraz modułów ścinania G uzyskane w badaniach [9]

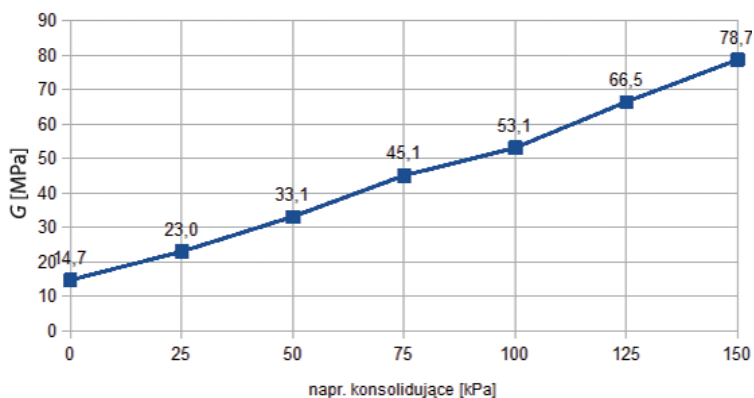
Czas konsolidacji [godz.]	Naprężenie konsolidacji [kPa]	V_s [m/s]	OCR [–]	G [MPa]
0	0	80	1	14,7
1	25	100	1	23,0
1	50	120	1	33,1
1	75	140	1	45,1
1	100	152	1	53,1
1	125	170	1	66,5
1	150	185	1	78,8
96	150	220	1	111,3
96	200	240	1	132,5
96	250	250	1	143,8
96	300	255	1	149,6
144	300	270	1	167,7
144	250	255	1,2	149,6
144	150	245	2	138,1

7. DYSKUSJA

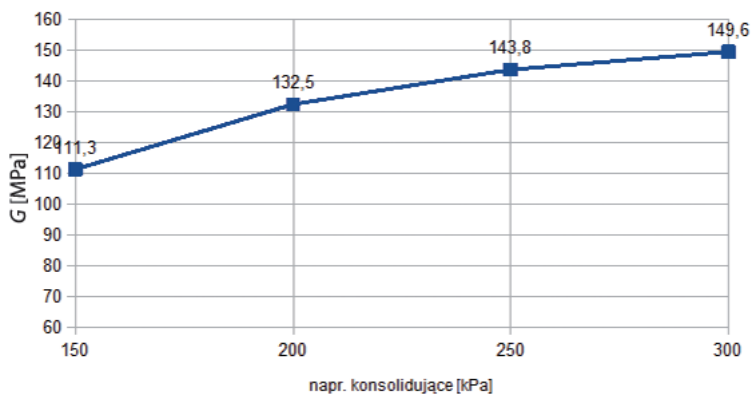
Il. 10 prezentuje wykres wartości modułu G w zależności od wartości naprężeń konsolidujących w fazie 1, czyli w warunkach normalnej konsolidacji. Przy wzroście naprężeń konsolidujących następuje wyraźny wzrost wartości dynamicznego modułu Kirchhoffa. Wzrost ten, choć monotoniczny, nie ma jednak charakteru ściśle liniowego. Przy sześciokrotnym przyroście naprężenia konsolidującego (z 25 do 150 kPa) moduł G rośnie około 3,5 raza.

Il. 11 prezentuje z kolei zachowanie się modułu Kirchhoffa po 96 godzinach konsolidacji izotropowej gruntu naprężeniem 150 kPa. W kolejnych krokach zwiększono naprężenie i mierzono prędkość fali poprzecznej oraz dynamiczny moduł G aż do osiągnięcia naprężenia równego 300 kPa. W tej fazie eksperymentu naprężenie konsolidujące wzrosło dwa razy, zaś moduł G tylko o około 35%. Na ilustracji widoczna jest wyraźna zmiana, która ma charakter nieliniowy.

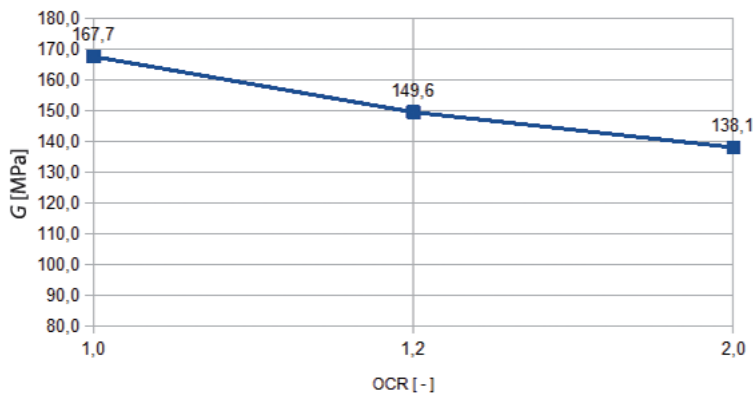
Na il. 12 przedstawiono zmianę dynamicznego modułu G w trakcie fazy odciążania, gdy grunt uległ prekonsolidowaniu naprężeniem równym 300 kPa. W takim przypadku współczynnik OCR ulega zmianie dwukrotnie, zaś moduł Kirchhoffa spada o około 18%.



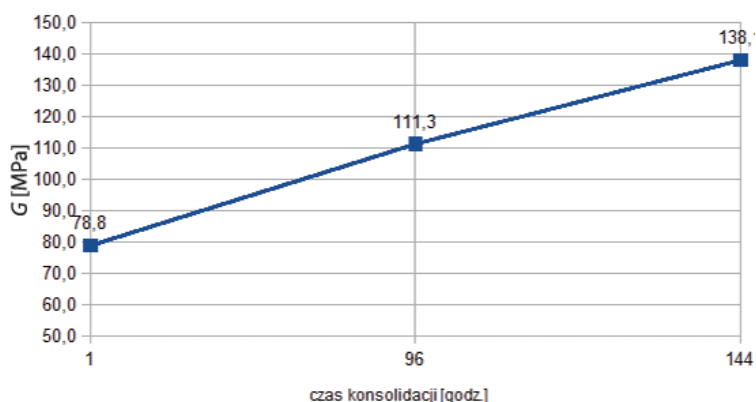
Il. 10. Zmiana dynamicznego modułu Kirchhoffa w trakcie normalnej konsolidacji gruntu (warunki UU) [9]



Il. 11. Zmiana dynamicznego modułu Kirchhoffa w trakcie normalnej konsolidacji gruntu (warunki CU) [9]



Il. 12. Zmiana dynamicznego modułu Kirchhoffa gruntu skonsolidowanego przy odciążeniu [9]



Il. 13. Zmiana dynamicznego modułu Kirchhoffa gruntu skonsolidowanego naprężeniem 150 kPa [9]

Il. 13 prezentuje zaś rezultaty uzyskane w różnych warunkach skonsolidowania dla naprężenia o wartości 150 kPa. Z wykresu można zauważyć, że historia obciążenia wpływa na wielkość dynamicznego modułu Kirchhoffa. Może on się zmieniać, jak wynika z wartości uzyskanych w trakcie opisywanych badań, nawet prawie dwukrotnie. Szczególnie staje się to istotne w praktyce, gdy mamy do czynienia z płytko umiejscowionymi warstwami gruntów. Wówczas to proces modelowania zachowań dynamicznych, np. wynikających z interakcji pojazd–konstrukcja drogi–podłoże, staje się bardzo złożony.

8. PODSUMOWANIE

Praca niniejsza opisuje badania laboratoryjne parametrów dynamicznych gruntu spoistego wraz z ich analizą i interpretacją. Rezultatami analizy są wartości prędkości propagacji fali ścinającej V_s oraz dynamicznego modułu Kirchhoffa G uzyskane podczas badania gruntu w aparacie trójosiowego ściskania. Do otrzymania tych parametrów posłużyło wykorzystanie elementów *bender*.

Badania *in situ* (np. SCPT, SASW, CSWS) uzupełniają i weryfikują parametry dynamiczne uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych i poszerzają ich zakres w różnych stanach naprężeń i przedziałach odkształceń. Inne metody geofizyczne pozwalają na właściwe doprecyzowanie struktury podłoża. Dalsze badania zachowania gruntu w warunkach konsolidacji z odpływem i z uwzględnieniem pomiaru ciśnień porowych w gruncie pozwolą na skuteczne i właściwe modelowanie numeryczne złożonych problemów interakcji dynamicznej w danym zakresie częstotliwości.

LITERATURA

- [1] Godlewski T., Kacprzak G., Witowski M., *Praktyczna ocena parametrów geotechnicznych podłoża do projektowania ścian szczelinowych posadowionych w ilach „plioceńskich”* Warszawy, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 4, 2013, 13–19.
- [2] Gryczmański M., *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntu*, IPPT PAN, Warszawa 1995.
- [3] Head K.H., *Manual of Soil Testing*, t. 3: *Effective stress test*, Wiley, New York 1998.
- [4] Jovičić, V., *The measurement and interpretation of small strain stiffness of soils*, praca doktorska, The City, University of London, Londyn 1997.
- [5] Kogut J., *Dynamic soil profile determination with the use of a neural network*, Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences, 14(2), 2007, 209–217.
- [6] Kogut J., *Oszacowanie parametrów dynamicznych podłoża gruntowego*, Czasopismo Techniczne, 2-B, 2007, 55–63.
- [7] Kogut J., *Wyznaczanie parametrów dynamicznych podłoża gruntowego na podstawie badań doświadczalnych*, Czasopismo Techniczne, 1-Ś, 2007, 45–53.
- [8] Kogut J., Zięba J., *The measurement of selected soil parameters of former open pit mine with the use of triaxial stress apparatus*, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, 1(64), 2016, 97–104.
- [9] Kogut J., Zięba J., *The modification of the dynamic properties of cohesive soil resulting from triaxial consolidation*, Czasopismo Techniczne, 9(114), 2017, 75–89.
- [10] PN EN 1997: Projektowanie geotechniczne.
- [11] PN EN ISO 14688: Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów.
- [12] ISO/TS 17892: Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil.
- [13] https://geotechpedia.com/Images/Equipment/Content/Controls_group_Bender_elements.jpg (dostęp: 01.07.2021).

Bartłomiej Olek*, Jakub Zięba**

KONSOLIDACJA ZE STAŁĄ PRĘDKOŚCIĄ ODKSZTAŁCENIA SZLAMÓW WAPIENNYCH

CONSTANT RATE OF STRAIN CONSOLIDATION OF THE CALCAREOUS WASTE SLURRY

STRESZCZENIE

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań ścisłości gruntu antropogenicznego z terenu Białych Móz w Krakowie. Badania dotyczyły odpadów wapiennych składowanych w zbiornikach poprodukcyjnych. W analizie ujęto wpływ prędkości odkształcenia na uzyskiwane charakterystyki naprężenie–odkształcenie. Badania przeprowadzono metodą edometryczną oraz w komorze (MPCC) pozwalającej na testy ze stałą kontrolą odkształceń (CRS).

Słowa kluczowe: konsolidacja, ciągłe obciążanie, stała prędkość odkształcenia, odpady wapienne

ABSTRACT

In this work the results of the compressibility of anthropogenic soil from the area of “white seas” in Krakow were presented. The research concerns on the calcareous waste slurry stored in post-production tanks. As the main focus of the analysis was the rate of strain and its influence on the stress-strain characteristics. The tests were carried out using the oedometer method and in the Multi-Purpose Consolidation Cell (MPCC) with constant rate of strain (CRS).

Keywords: consolidation, continuous loading, constant rate of strain, calcareous waste

* Dr inż. Bartłomiej Olek, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

** Mgr inż. Jakub Zięba, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. WPROWADZENIE

Prawidłowe projektowanie struktur budowlanych wymaga dokładnego przewidywania wielkości oraz prędkości osiadań gruntu fundamentowego. Posadowienie fundamentu z wymaganym zachowaniem sił konstrukcji musi być zaprojektowane w taki sposób, aby spełnić normowe kryteria stanu użyteczności oraz granicznego stanu nośności. Parametry projektowe potrzebne do oszacowania wielkości i prędkości osiadań uzyskuje się poprzez laboratoryjne badania ścisłości gruntu. Klasyczną metodą uzyskiwania tych parametrów jest badanie edometryczne (OED). Badanie konsolidacji przeprowadzane w edometrze polega na umieszczeniu próbki gruntu między dwoma porowatymi kamieniami (dyskami porowymi) o średnicy 50–75 mm w nieodkształcalnym pierścieniu i jej obciążanie. Zwykle stosowany jest skokowy system obciążania, w którym podwajane jest obciążenie w każdym kolejnym kroku. Każdy przyrost naprężenia jest utrzymywany przez minimum 24 godziny, zapewniając, że próbka jest w pełni skonsolidowana na końcu każdego z nich. Uzyskanie wiarygodnych informacji z badania wymaga około 2 tygodni oraz czasochłonnej interpretacji. Postęp technologiczny wpłynął na ewolucję urządzeń i możliwości badania coraz większych prób dających bardziej miarodajne wyniki w stosunku do naturalnego zachowania się gruntu pod obciążeniem. W 1945 roku badanie konsolidacji w edometrze uzyskało status standardu laboratoryjnego, a w 1971 roku wyprodukowano edometr przystosowany do badania prób znormalizowanych o wymiarach 75 x 20 mm. Przełomowym momentem było wprowadzenie przez Rowe'a i Bardena [25] komory konsolidometrycznej (RC) umożliwiającej pomiar ciśnienia wody w porach. Wyżej wymienieni autorzy wykazali również szereg wad badania edometrycznego. Do najistotniejszych z nich zaliczono niekorzystny wpływ systemu obciążania, trudności w badaniu gruntów trudno przepuszczalnych, niemożność prowadzenia obserwacji zmian ciśnień w konsolidowanej próbce. Zasadniczą różnicą wyróżniającą badanie konsolidometryczne na tle konwencjonalnego badania edometrycznego jest hydrauliczne obciążanie próby poprzez wywieranie ciśnienia hydrostatycznego w wodzie znajdującej się w szczelnej membranie. Ponadto podczas badania możliwe jest kontrolowanie warunków drenażu. W edometrze stosowano mechaniczny, dźwigniowy system, w którym grunt podatny był na dodatkowe, zewnętrzne drgania i inne negatywne czynniki. Niewątpliwe zalety RC znacząco wpłynęły na dokładność oznaczeń oraz możliwość prowadzenia badań w specyficznych warunkach odkształcenia i drenażu. Pozostawały jednak dwa główne problemy związane z automatyzacją pomiarów i szybkością prowadzenia badań oraz zastrzeżenia do samego systemu obciążania. Zarówno w edometrze, jak i w komorze konsolidometrycznej zewnętrzne obciążenie aplikuje się skokowo, co znacząco wpływa na wymagany czas zakończenia procesu konsolidacji. Rozwiązaniem okazał się postępujący rozwój automatycznych kontrolerów i komputeryzacja stanowisk badawczych, co umożliwiło zastoso-

wanie konstrukcji pozwalających na stałe przyrosty obciążenia, tzw. ciągłe badania konsolidacji (CL). W praktyce inżynierskiej najczęściej stosuje się badanie ze stałą kontrolą odkształceń (CRS) oraz badanie ze stałą kontrolą obciążania (CRL). Kolejne konstrukcje dopuszczały adaptację aparatury trójosiowego ściskania oraz badania z wykorzystaniem pras hydraulicznych. Dzięki temu uzyskane maksymalne wartości naprężenia dochodzące do 50 i więcej MPa pozwoliły na symulacje odkształcalności gruntów przy znacznych obciążeniach podłoża. Udoskonalenia ostatecznie doprowadziły do opracowania badania z kontrolowanym gradientem (CG) oraz (RFC). Tabela 1 przedstawia podstawowe typy badań konsolidacji wraz z ich charakterystykami.

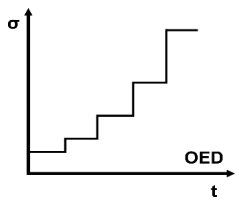
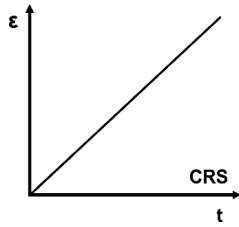
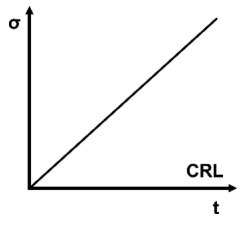
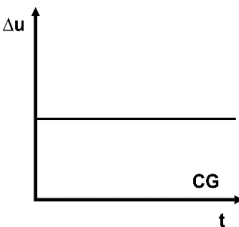
Pośród wymienionych typów badań konsolidacji znaczną popularność zyskało badanie CRS. Pierwsza aparatura do badań CRS została wykorzystana przez Hamiltona i Crawforda [12] do szybkiego określenia naprężenia prekonsolidacji (p'_c) miękkich łąw. Naprężenie prekonsolidacji historycznie zostało zdefiniowane przez Casagrande'a [6, s. 60–64], który korelował je do zmian w nachyleniu krzywej e-log(p). Wyznaczenie p'_c z badania edometrycznego związane jest z pewnymi wadami, które usystematyzowali Leroueil i in. [19]. Za główne z nich można uznać punktowy zapis badania, co utrudnia narysowanie krzywej i oszacowanie p'_c , skokowy system obciążania oraz zmiany wielkości kompresji wtórnej w zależności od obciążenia. Wspomniane trudności wyeliminowano poprzez zastosowanie badania CRS. Dla tego wariantu badania obciążenie jest przykładane w sposób ciągły, przy zachowaniu stałej prędkości odkształcenia, dzięki czemu można dokonywać nieustającego zapisu naprężeń i odkształceń. Przy odpowiednim doborze prędkości odkształcenia występuje niewielka kompresja wtórna, a badanie można zakończyć w ciągu kilku dni. Na podstawie wyników badań ustalono rozwiązania teoretyczne pozwalające na prawidłowe określenie parametrów gruntu, takich jak współczynnik konsolidacji (c_v) i współczynnik ściśliwości objętościowej (m_v). Przybliżone rozwiązanie podali Smith i Wahls [27], a rygorystyczne rozwiązanie oparte na teoriach małych odkształceń przedstawili Wissa i in. [30]. Następnie opublikowano szereg rozwiązań opartych na teoriach dużych odkształceń [15]. Na szczególną uwagę zasługują porównawcze analizy między wyznaczonymi wartościami naprężenia prekonsolidacji z badań edometrycznych oraz CRS [10, 19, 16, 17, 21].

W niniejszej pracy do oceny charakterystyki konsolidacyjnej antropogenicznych szlamów wapiennych wykorzystano standardowe badanie edometryczne (OED) oraz badanie CRS. Głównym celem niniejszej pracy było sprawdzenie przydatności badania konsolidacji przy stałej prędkości odkształcenia (CRS) dla tego rodzaju materiału. Za cele poznawczo-badawcze przyjęto:

- określenie parametrów ściśliwości szlamów wapiennych,
- zbadanie wpływu prędkości odkształcenia na uzyskiwane charakterystyki naprężenie–odkształcenie.

Tabela 1

Cechy typowych badań konsolidacji

Typ badania	Odniesienia	Zalety	Wady	Czynnik kontrolny
Oedometer (OED) Rowe cell (RC)	CEN-ISO-TS 17892-5 [7]	Proste w obsłudze urządzenie, Bezpośrednie oznaczenie c_v , Pomiar ciśnienia porowego (RC)	Bardzo wolne (2 tyg.), Uzyskuje się punktowy zapis danych, Niezbędna aproksymacja punktowa	
Constant rate of strain (CRS)	Gorman i in. [10], Smith i Wahls [27], Wissa i in. [30], Sällfors [26]	Warunek stanu ustalonego osiągnięty przy wolnej prędkości, Odkształcenie, jeżeli $\sigma > \sigma_c$	Wymagany wybór prędkości odkształcenia, Określenie współczynnika ściśliwości wtórnej może sprawiać trudności	
Constant rate of loading (CRL)	Wissa i in. [30]	Bezpośrednia interpretacja	Wymagany wybór i kontrola prędkości obciążania, Brak korelacji z odciążeniem wg OED	
Constant pore pressure gradient (CG)	Gorman i in. [11], Sällfors [26]	Proste kryterium badania, Warunek stanu ustalonego osiągnięty przy wolnej prędkości, Odkształcenie, jeżeli $\sigma > \sigma_c$, Brak krytycznegoóźnienia odpowiedzi pwp, Łatwa interpretacja	Serwomechanizm może być wrażliwy na zacinanie, Brak zgodności z odciążeniem wg OED	

2. WYBÓR PRĘDKOŚCI ODKSZTAŁCENIA

Najważniejszym parametrem, który musi być ustalony przed przystąpieniem do badania CRS, jest prędkość odkształcenia ($\dot{\epsilon}$) [8, 24]. Jeśli $\dot{\epsilon}$ jest zbyt niska, nie można w wystarczający sposób określić właściwości gruntu, natomiast jeśli $\dot{\epsilon}$ jest zbyt

wysoka, badania nie można właściwie zinterpretować. Od czasu wprowadzenia badania CRS opracowano wiele różnych metod w celu określenia odpowiedniej $\dot{\epsilon}$. Zasadniczo wyróżnić można dwa podejścia bazujące odpowiednio na stosunku nadciśnienia wody w porach mierzonych u podstawy próbki do naprężenia całkowitego (u_b/σ_v) oraz na zależnościach empirycznych. Smith i Wahls [27] zaproponowali na podstawie modelu teoretycznego formułę dla $\dot{\epsilon}$, która wyrażała $\dot{\epsilon}$ jako funkcję współczynnika konsolidacji, c_v ; wskaźnika ściśliwości, C_c ; stałej proporcjonalności m , która mieści się w przedziale 0,6–0,8; początkowego współczynnika porowatości, (e_0); początkowej wysokości próbki (H_0) i maksymalnego stosunku ciśnień, $(u_b/\sigma_v)_{\max}$. Na podstawie badań CRS z różnymi prędkościami odkształcenia na trzech różnych typach iłu Smith i Wahls [27] doszli do wniosku, że górną granicę $\dot{\epsilon}$ należy ustalić tak, aby stosunek u_b/σ_v był mniejszy niż 50% dla badanych gruntów. Jako kryterium zaproponowano wartość stosunku u_b/σ_v wynoszącą od 2 do 5%. Sällfors [26] porównywał badania CRS z badaniami OED oraz trzema wielkoskalowymi badaniami przeprowadzonymi dla trzech różnych rodzajach iłów. Dwa z wielkoskalowych badań wykonano *in situ*, w których jako urządzenie obciążające zastosowano zbiornik, a przeprowadzono je przy stałej prędkości obciążania. Na podstawie porównania badań laboratoryjnych i terenowych ustalono zalecaną prędkość odkształcenia dla badania CRS wynoszącą 0,0024 mm/min. Ponadto stwierdzono, że $\dot{\epsilon}$ wpływa na wartość σ'_c , co potwierdzili również Nash i in. [22] oraz Claesson [8]. Niższa wartość $\dot{\epsilon}$ odpowiada niższej wartości σ'_c . Ponadto moduł odkształcenia (M) poniżej σ'_c rośnie wraz z wyższą $\dot{\epsilon}$, podczas gdy M powyżej σ'_c wydaje się być niezależny od $\dot{\epsilon}$. Powszechnie przyjmuje się, że generacja ciśnienia porowego u podstawy próby (u_b) zależy od $\dot{\epsilon}$; im wyższa $\dot{\epsilon}$, tym wyższe u_b . Nawet wyróżniające się załamanie krzywej u_b przesuwa się w prawo wraz ze wzrostem $\dot{\epsilon}$, co odzwierciedla wyższą wartość σ'_c . Dla wyjaśnienia, przy wyższym $\dot{\epsilon}$ więcej wody porowej musi rozproszyć się w tym samym czasie. Dlatego niższe $\dot{\epsilon}$ w badaniu CRS może obejmować większą część kompresji wtórnej w porównaniu z wyższą $\dot{\epsilon}$. Z badań Gormana i in. [10] wynika, że minimalna wartość $\dot{\epsilon}$ jest prędkością, która generuje przynajmniej część mierzalnych u_b . Teorie badań CRS zakładają, że rozkład ciśnienia w porach jest paraboliczny w całej próbce. Jeśli $\dot{\epsilon}$ jest zbyt niska, ciśnienie porowe jest bardzo małe lub nie generuje się wcale, co może prowadzić do błędnych wartości c_v . Przyczyną możliwego wpływu na c_v jest matematyczna forma wyrażenia stosowanego do obliczania tego parametru:

$$c_v = \frac{\Delta\sigma' \cdot H^2}{\Delta t \cdot 2u_b} \quad (1)$$

gdzie:

$\Delta\sigma'/\Delta t$ – prędkość obciążania [Pa/s],

h – wysokość próbki [m].

Dlatego jeśli u_b osiągnie zero, równanie nie ma zastosowania, ponieważ wyrażenie na c_v jest oparte na warunkach stanu ustalonego. Warunki te zakładają, że u_b

rośnie, jeśli wyrażenie jest prawidłowe. W przeciwieństwie do tego, jeśli u_b jest zbyt duże, dystrybucja ciśnienia wody w porach nie będzie paraboliczna. Wskaźnikowo dla prawidłowo dobranej $\dot{\epsilon}$ relacja u_b/σ_v jest odwrotnie proporcjonalna do c_v . Jako kryterium Gorman i in. [10] przyjęli stosunek u_b/σ_v mieszczący się w przedziale 3–50% pod warunkiem, że u_b wzrasta do co najmniej 7 kPa. W odniesieniu do teorii dużych odkształceń empiryczną metodę wyznaczenia $\dot{\epsilon}$ opartą na znormalizowanym bezwymiarowym współczynniku odkształcenia (β) zaproponował Lee [14]:

$$\beta = \frac{r \cdot H_0^2}{c_v} \quad (2)$$

gdzie:

H_0 – początkowa wysokość próbki,

r – prędkość odkształcenia,

c_v – współczynnik konsolidacji.

Zalecenia dotyczące wyboru $\dot{\epsilon}$ pojawiły również w normie ASTM [4, s. 15] opartej na analizie przeprowadzonej przez Mesri i Fenga [20], gdzie narzucona prędkość odkształcenia $\dot{\epsilon}_l$ jest równa 10-krotności prędkości odkształcenia pionowego na końcu konsolidacji pierwotnej (EOP), co odpowiada wartości stosunku u_b/σ_v w przedziale 3–15%.

Pomimo wielu prób opracowania metodycznych zaleceń przy wyborze odpowiedniej wartości $\dot{\epsilon}$ w badaniu CRS, proponowane kryteria z jednej strony są niejednoznaczne i z drugiej obowiązują tylko dla gruntów, dla których zostały opracowane. Alternatywną metodę wyboru maksymalnej dopuszczalnej $\dot{\epsilon}$ przedstawili Ozer i in. [24], opiera się ona na porównaniu wyników badania CRS z wynikami badania OED. W tym celu wykorzystano unikalną zależność między wskaźnikiem porowatości a czasem, na którą wpływa $\dot{\epsilon}$ (oryginalnie oznaczona przez „R”) oraz początkowy wskaźnik porowatości e_0 zgodnie z równaniem:

$$\Delta e = e - e_0 = -RtA \quad (3)$$

gdzie:

A – stała zależna od początkowego wskaźnika porowatości.

Metoda ta zakłada przeprowadzenie badania OED i na jego podstawie ustalenie zależności $e - \log \sigma'_v$ oraz wyznaczenie e_0 . Jak wskazują autorzy, krzywą $e - \log \sigma'_v$ można skonstruować dla dowolnej $\dot{\epsilon}$ przy użyciu powyższego równania. Zgodnie z proponowanym modelem właściwa $\dot{\epsilon}$ to taka, która najlepiej reprodukuje krzywą $e - \log \sigma'_v$, pochodzącą z badania OED.

3. CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA u_b/σ_v

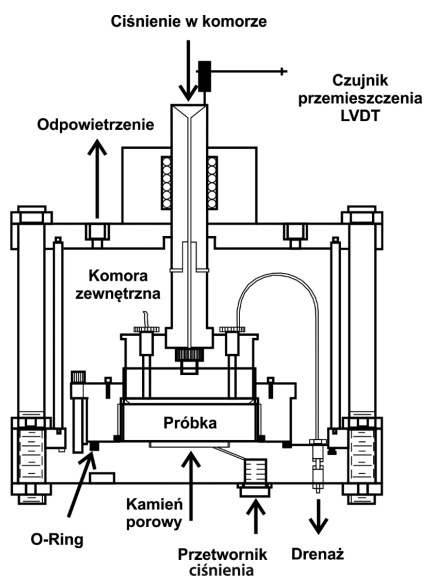
W badaniach CRS prędkość odkształcenia $\dot{\epsilon}$ w dużej mierze uzależniona jest od wartości stosunku u_b/σ_v . Jak wskazują obserwacje Ahmadi i in. [1, 2], przy mniejszej $\dot{\epsilon}$ ciśnienie porowe może się bardzo łatwo rozproszyć i dlatego nie generuje się nadciśnienie wody w porach. Z kolei dla wyższej $\dot{\epsilon}$ zmobilizowane ciśnienie porowe u_b nie ma wystarczająco dużo czasu, aby się rozproszyć. W takim przypadku na początku badania rejestruje się znaczny wzrost nadciśnienia wody, które w toku badania zmniejsza się z powodu zmiany gradientu hydraulicznego. Wzrostowy trend u_b/σ_v wskazuje na charakter przepływu inny niż liniowy, niezgodny z prawem Darcy'ego, podczas gdy trend spadkowy wskazuje na przepływ zgodny z prawem Darcy'ego. Ponadto największy wpływ na wartość stosunku u_b/σ_v mają początkowy stopień nasycenia, współczynnik konsolidacji c_v , współczynnik przepuszczalności k oraz początkowa wysokość próbki [11]. Przy obciążaniu przy stałej $\dot{\epsilon}$, im wyższa wartość k , tym wolniejszy jest wzrost ciśnienia porowego.

4. METODYKA BADAŃ

W ramach eksperymentów laboratoryjnych przeprowadzono jedno referencyjne badanie edometryczne (OED) z odciążeniem i powtórным obciążeniem oraz 6 badań CRS o zróżnicowanych ścieżkach obciążania. Badanie OED przeprowadzono zgodnie z CEN-ISO-TS 17892-5 przy zastosowaniu dwukierunkowego drenażu (górną i dolną część próbki). W tym przypadku założono następujący schemat obciążenie–odciążenie–powtórne obciążenie: $1 \rightarrow 6.25 \rightarrow 12.5 \rightarrow 25 \rightarrow 50 \rightarrow 100 \rightarrow 200 \rightarrow 400 \leftarrow 200 \leftarrow 100 \leftarrow 50 \leftarrow 25 \leftarrow 12.5 \rightarrow 25 \rightarrow 50 \rightarrow 100 \rightarrow 200 \rightarrow 400 \rightarrow 800 \rightarrow 1000$ kPa. Każde obciążenie ściskające było normowo utrzymywane przez 24 godziny. Na podstawie tego badania możliwe było ustalenie zalecanej prędkości odkształcenia $\dot{\epsilon}$ dla badania CRS zgodnie z podejściem przedstawionym przez Ozera i in. [24]. Badania konsolidacji CRS z drenażem przeprowadzono na nasyconych próbkach z użyciem najnowszej wersji komory konsolidacyjnej wyprodukowanej przez Vj Tech. Komora Multi-Purpose Consolidation Cell (MPCC) umożliwia wykonanie trzech różnych badań, tj. badania OED, badania CRS oraz badania charakterystyk krzywych retencji (SD-SWCC). Il. 1 przedstawia schematyczny przekrój zastosowanej do badań komory MPCC. Komora MPCC wykorzystuje ramę obciążeniową aparatu trójosiowego (kontrola naprężeń pionowych oraz odkształceń) i umożliwia aplikację ciśnienia wstecznego pomiar u_b . Komora połączona jest z kontrolerami ciśnienia (Vj Tech) oraz stacją kontrolno-pomiarową wraz z oprogramowaniem. W przypadku gdy próbka gruntu nie jest całkowicie nasycona, możliwe jest zastosowanie procedury

nasycania z wykorzystaniem ciśnienia wstecznego. Do pomiaru siły P zastosowano przetwornik siły umieszczony na końcu tłoka, podczas gdy ciśnienie porowe u podstawy próby u_b mierzono przez przetwornik podłączony do kamienia filtracyjnego. Badane próbki umieszczono pomiędzy dwoma porowatymi kamieniami filtracyjnymi w stalowym pierścieniu.

Badania CRS przeprowadzono dla dwóch schematów obciążenie–odciążenie–powtórne obciążenie. Dla badania CRS1 próbkę obciążono od 1 do 2000 kPa a następnie odciążono do wartości 1 kPa zgodnie ze schematem: $1 \rightarrow 2000 \leftarrow 1$ kPa. Dla badań CRS2, CRS3, CRS4, CRS5 oraz CRS6 przyjęto cztery cykle obciążenie–odciążenie–powtórne obciążenie zgodnie ze schematem: $1 \rightarrow 400 \leftarrow 1 \rightarrow 1000 \leftarrow 1 \rightarrow 2000 \leftarrow 1 \rightarrow 3000 \leftarrow 1$ kPa. Zakres naprężeń z pierwszego i części drugiego cyklu pokrywał się z tym przyjętym w badaniu OED.

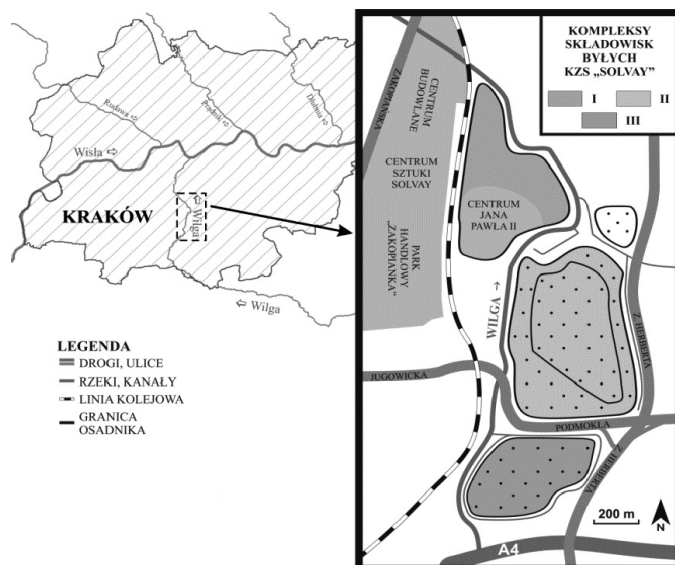


Il. 1. Schematyczny przekrój aparatu do badań CRS. Opracowanie aut.

5. MATERIAŁ BADAWCZY

Grunt do badań laboratoryjnych został pobrany z terenu Białych Mórz, zlokalizowanego w południowej części Krakowa (il. 2). Budowa geologiczna terenu badań jest typowa dla tej części miasta. W podłożu występują grunty czwartorzędowe (piaski i żwiry przewarstwione gruntami spójnymi reprezentowanymi przez pyły), które zalegają bezpośrednio na utworach trzeciorzędowych stanowiących faćję iłów miocenijskich. Ponad warstwami gruntów rodzimych na przestrzeni lat deponowano odpady po działalności Zakładów Sodowych „Solvay”. W fabryce od 1906 roku

wytwarzano sodę (węglanu sodu). W wyniku produkcji wytwarzano odpady, które w całości w postaci zawiesiny składowano w sedimentacyjnych osadnikach.



Il. 2. Lokalizacja wysypiska odpadów posudowych KZS „Solvay” ze wskazaniem zespołów składowisk odpadów. Opracowanie aut. na podstawie [9]

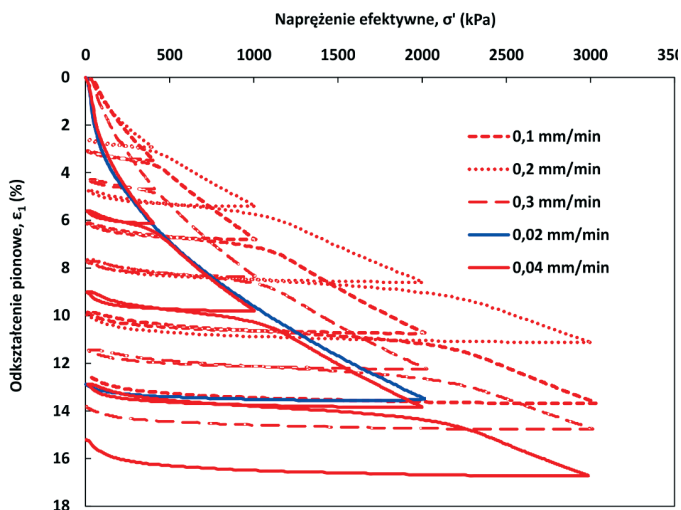
Wysokość składowanych odpadów wynosiła do 20 m. W latach 90. XX w. na podstawie badań hydrogeologicznych i hydrotechnicznych przeanalizowano wpływ na środowisko odpadów Zakładów Solvay [30], a następnie podjęto decyzję o rekultywacji tego obszaru. Opracowany plan [5] oraz kolejne plany rozwoju budownictwa na terenie Łagiewnik wymusiły konieczność przeprowadzenia analizy podłoża gruntowego i oceny jego przydatności do celów budowlanych. Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów (wcześniej Katedra Współdziałania Budowli z Podłożem) uczestniczyła w badaniach geologicznych przyszłych inwestycji, tj. budowy centrum Jana Pawła II oraz trasy łagiewnickiej, podczas których potwierdzono występowanie gruntów antropogenicznych w podłożu przyszłych inwestycji. Na podstawie badań *in situ* stwierdzona została warstwa powierzchniowa składająca się z odpadów produkcyjnych o zróżnicowanym stanie i stopniu skonsolidowania.

Badania konsolidacyjne wykonano na próbkach o nienaruszonej strukturze pobranych z głębokości 16–17 m. Na podstawie oznaczenia makroskopowego badanego gruntu w otworach badawczych potwierdzono występowanie węglanów wapnia, węglanu sodu oraz siarczanów wapnia. Głównym składnikiem gruntu antropogenicznego jest węglan wapnia (CaCO_3), który występuje razem z tlenkami krzemu (SiSO_2) oraz innych substancji, tj. P_2O_5 , CaSO_4 , MgSO_4 , BaSO_4 , NaCl , CaCl_2 [13]. Badania konsolidacji przeprowadzono na antropogenicznych szlamach wapiennych

zalegających poniżej zwierciadła wody gruntowej. Poniżej poziomu wody gęstość objętościowa gruntu mieściła się w przedziale od 1,58 do 1,68 [g/cm^3] – średnio 1,65 [g/cm^3]. Ostatecznie gęstość szkieletu wyznaczono metodą piknometru, dla której wartości gęstości mieściła się w przedziale od 2,58 do 2,62 [g/cm^3], średnio 2,60 [g/cm^3]. Z kolei wilgotność naturalna wahała się między 43,5 a 56,5%, średnio 49,5%. Główną frakcją ziarnistą analizowanych szlamów wapiennych był pył.

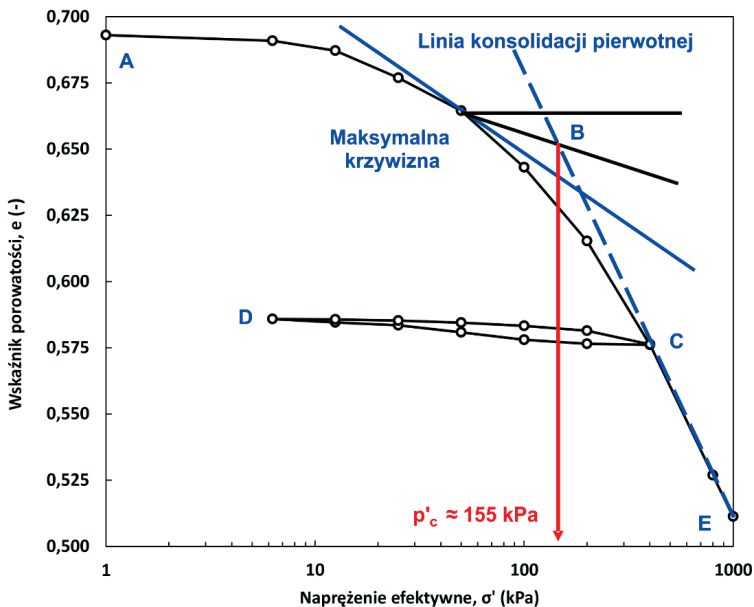
6. WYNIKI I DYSKUSJA

Podczas badania CRS siła pionowa P , odkształcenie osiowe ε_1 oraz ciśnienie porowe u_b były mierzone w sposób ciągły w określonych interwałach czasu. Zasadniczy problem interpretacji przeprowadzonych badań CRS stanowił znikomy wzrost ciśnienia porowego u podstawy próbki. Maksymalne wzrosty u_b wynosiły jedynie 2–3 kPa, co uniemożliwiło określenia c_v oraz k . Brak wzrostu u_b był jednocześnie niezależny od przyjmowanej prędkości odkształcenia w badaniu. Zgodnie z zaleceniami normowymi [3] wyniki kompresji wyrażono odkształceniami osiowymi ε_1 w skali liniowej. Il. 3 przedstawia uzyskane odkształcenia osiowe w funkcji naprężeń efektywnych $\varepsilon_1 = f(\sigma')$. Analiza wyników ujawnia zależność zachowania naprężenie–odkształcenie podczas kompresji od prędkości odkształcenia $\dot{\varepsilon}$. Jak widać, ogólna ściśliwość próbek zmniejszała się wraz ze wzrostem $\dot{\varepsilon}$. Wpływ $\dot{\varepsilon}$ przejawiał się jako proporcjonalne przesunięcie krzywej $\varepsilon_1 - \sigma'$ w kierunku wyższych naprężeń efektywnych (w prawą stronę).



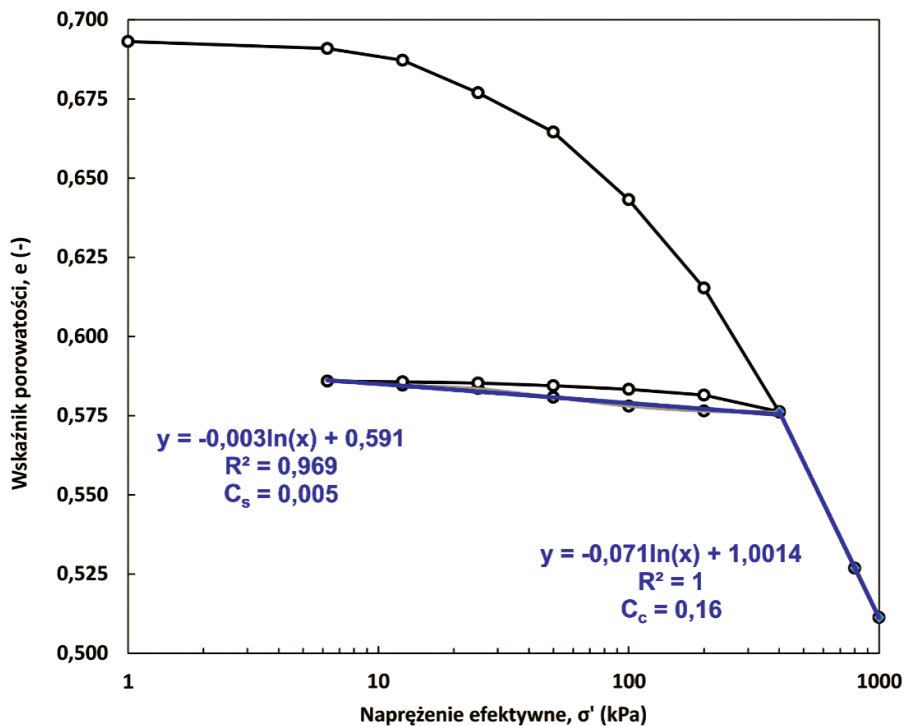
Il. 3. Krzywe ściśliwości w przestrzeni $\varepsilon_1 - \sigma'$ dla różnych wartości prędkości odkształcenia. Opracowanie aut.

Efekt ten był najbardziej wyraźny przy naprężeniach w okolicach naprężenia prekonsolidacji. Na podstawie badania OED, korzystając z graficznej metody Casagrande'a, ustalono wartość naprężenia prekonsolidacji $p'_c = 155$ kPa (il. 4). Należy pamiętać, że naprężenie prekonsolidacji to pionowe naprężenie efektywne, powyżej którego występują duże odkształcenia, szczególnie w przypadku wrażliwych iłłów. Ponadto, jak wykazali Tavenas i Leroueil [29], naprężenie prekonsolidacji jest parametrem, który kontroluje ogólne zachowanie gruntów drobnoziarnistych. Dodatkowo w toku analizy obliczono parametry ściśliwości. Generalnie przyjmuje się, że początkowa część wykresu od A do B jest w przybliżeniu linią prostą o nachyleniu C_s (określanym jako wskaźnik odprężenia). W punkcie B naprężenie pionowe osiąga wartość krytyczną p'_c , znaną jako naprężenie prekonsolidacji. Po przekroczeniu naprężenia prekonsolidacji aż do momentu odciążenia zmiana od B do C jest liniowa, ze znacznie bardziej stromym nachyleniem C_c (określanym jako wskaźnik ściśliwości). Wskaźnik ściśliwości C_c , obok wskaźnika odprężenia C_s oraz edometrycznego modułu ściśliwości E_{oed} (lub zamiennie M), jest podstawowym parametrem charakteryzującym ściśliwość gruntów i wykorzystuje się go w obliczeniach osiadań podłoża gruntowego. Jak można zauważyć na il. 4, zmiana jest również liniowa podczas odciążenia z C do D, ponownie ze spadkiem C_s . Powtórne obciążenie odbywa się tą samą ścieżką, co odciążenie, a niebieska linia przerywana pokazana na wykresie jest linią konsolidacji pierwotnej, która ma nachylenie C_c . Il. 5 przedstawia interpretację wyników badania OED z wyznaczonymi parametrami C_s i C_c , które wyniosły odpowiednio 0,005 oraz 0,16.



Il. 4. Wyznaczenie naprężenia prekonsolidacji. Opracowanie aut.

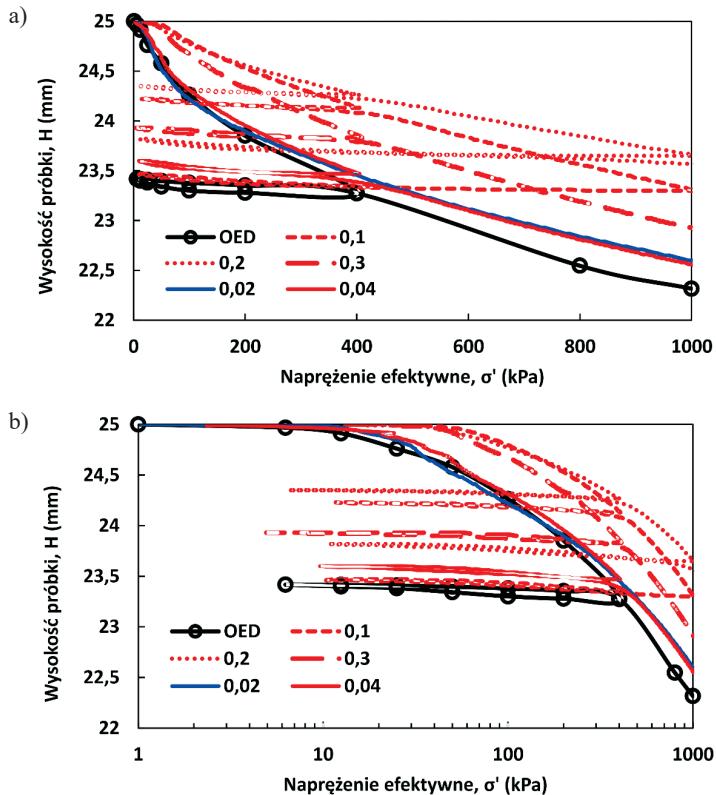
Na il. 6 przedstawiono porównanie reprodukowanych krzywych wysokości próbki uzyskanych z badań CRS przy różnych prędkościach odkształcenia z krzywą pochodzącą z konwencjonalnego badania OED. Rozpatrując kształt krzywych ściśliwości pierwotnej dla różnych prędkości odkształcenia stwierdzono znaczne podobieństwo w ich przebiegach. Jednakże analiza położenia krzywych względem siebie wykazała istotne rozbieżności. Zaobserwowano, że krzywe pochodzące z badań CRS przesunęły się w prawo, wykazując wyższe naprężenie prekonsolidacji niż w badaniu OED.



Il. 5. Wyznaczenie parametrów ściśliwości C_s i C_c dla konwencjonalnego badania OED.
Opracowanie aut.

Co więcej, ilustracja pokazuje, że przy danym wskaźniku porowatości im wyższa prędkość odkształcenia, tym wyższe jest naprężenie efektywne. Wartości prędkości odkształcenia wybranych do badań CRS były generalnie wyższe niż obserwowana prędkość odkształcenia w badaniu OED, co spowodowało, że krzywe ściśliwości wyznaczone na podstawie badań CRS leżą powyżej krzywej ściśliwości z badania OED. Krzywa ściśliwości dla badania CRS, uzyskana przy $\dot{\epsilon} = 0,04$ mm/min, była najbardziej zbliżona do krzywej OED. W związku z tym podjęto próbę przeprowadzenia badania przy niższej wartości niż $\dot{\epsilon} = 0,04$ mm/min w celu uzyskania lepszego dopasowania wyników. Po przyjęciu wartości $\dot{\epsilon} = 0,005$ mm/min i wykonaniu

badania uzyskano nową krzywą ściśliwości. Jednakże nie nastąpiło oczekiwane przesunięcie krzywej w lewą stronę, przeciwnie, krzywa przesunęła się w prawo i położona była wyżej niż krzywa uzyskana przy $\dot{\epsilon} = 0,04$ mm/min.

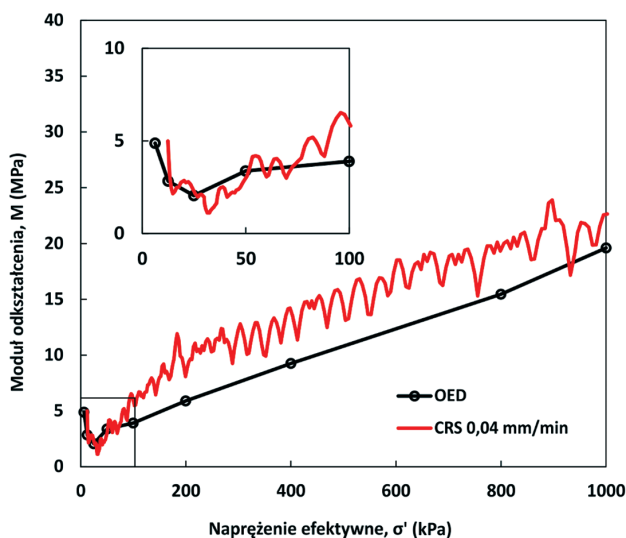


Il. 6. Porównanie krzywych ściśliwości dla szlamów wapiennych uzyskanych w referencyjnym badaniu edometrycznym (OED) oraz badaniach CRS przy różnych prędkościach odkształcenia: a) w przestrzeni $\epsilon_1 - \sigma'$, b) w przestrzeni $\epsilon_1 - \log \sigma'$. Opracowanie aut.

Wybór bardzo wolnych prędkości odkształcenia, oprócz znacznego wydłużenia czasu badania, może powodować efekty starzenia i stopniowy rozwój wiązań międzycząsteczkowych, co prowadzi do wzrostu p'_c i przesunięcia krzywej ściśliwości CRS w prawo [18, 23].

W ostatnim etapie analizy porównano wartości modułów odkształcenia pochodzących z dwóch typów badań (il. 7).

Do wartości naprężenia efektywnego wynoszącego 100 kPa moduł odkształcenia przyjmował bardzo zbliżone wartości w obydwu badaniach. Przy wyższych naprężeniach efektywnych moduł odkształcenia wyznaczony na podstawie badania CRS był znacznie wyższy w porównaniu do modułu odkształcenia uzyskanego przy wykorzystaniu badania OED.



Il. 7. Zależność między modułem odkształcenia i napężeniem efektywnym. Opracowanie aut.

7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W niniejszej pracy przedstawiono wstępne wyniki konwencjonalnego badania edometrycznego na tle serii badań konsolidacji przy stałej prędkości odkształcenia, przeprowadzonych nad szlamami wapiennymi w warunkach jednoosiowego obciążenia. Badania przeprowadzono na próbkach o nienaruszonej strukturze w warunkach pełnego nasycenia porów wodą. W analizach wykorzystano dostępne dane literaturowe dotyczące zalecanej prędkości odkształcenia w badaniach CRS oraz zwrócono uwagę na czynniki, jakie mogą na nią wpływać. Przeprowadzone badania oraz opracowanie ich wyników pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

1. Dzięki zastosowaniu komory Multi-Purpose Consolidation Cell (MPCC) możliwe jest przeprowadzenie badania typu CRS przy zachowaniu stałej prędkości odkształcenia wraz z pomiarem naprężenia i ciśnienia porowego w próbce.
2. Zauważono wpływ prędkości odkształcenia próbki na wartości naprężenia w próbce gruntu, czyli ostatecznie na charakterystykę naprężenie–odkształcenie badanego materiału.
3. Wyniki badania CRS przeprowadzone dla szlamów wapiennych z terenu Białych Mórz pozwoliły na uzyskanie podstawowych parametrów ściśliwości badanego materiału, jednakże z uwagi na niewielkie wzrosty ciśnienia porowego w badaniu uniemożliwiło wyznaczenie parametrów c_v oraz k .
4. Na podstawie wykonanych badań można stwierdzić przydatność metody badania ze stałą kontrolą odkształceń (CRS) dla próbek gruntu szlamów wapiennych.

LITERATURA

- [1] Ahmadi H., Hoorfar A.H., Rahimi H., Soroush A., *Hydraulic Characteristics and Pore Water Rule in Constant Rate of Strain Consolidation*, American Journal of Applied Sciences, 6(7), 2009, 1429–1435.
- [2] Ahmadi H., Rahimi H., Soroush A., Alén C., *Experimental Research on Variation of Pore Water Pressure in Constant Rate of Strain Consolidation Test*, Acta Geotechnica Slovenica, 11(2), 2014, 46–57.
- [3] ASTM, *Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading*, D4186–06, West Conshohocken, PA, 2006.
- [4] ASTM, *Standard Test Method for One Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading*, D4186/D4186M-12e1, ASTM International, 2012.
- [5] Biuro Rozwoju Krakowa, *Miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego terenów Krakowskich Zakładów Sodowych „Solvay” w likwidacji, w rejonie ulic: Zakopiańskiej, Myślenickiej i Podmokłej*, Kraków 1994.
- [6] Casagrande A., *The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*, Proc. First Intern. Conf. on Soil Mech. & Found. Eng., Cambridge 1936.
- [7] CEN-ISO-TS 17892-5. *Badania geotechniczne – Badania laboratoryjne gruntów – Część 5: Badanie edometryczne gruntów*.
- [8] Claesson P., *Long term settlements in soft clays*, praca doktorska, Chalmers University of Technology, 2003.
- [9] Gliniak M., Sobczyk W., Wielewska I., *Przestrzenna zmienność parametrów fizykochemicznych gruntów z terenów silnie zasolonych*, Rocznik Ochrona Środowiska, 18(1), 2016, 372–386.
- [10] Gorman C.T., Hopkins T.C., Deen R.C., Drnevich V.P., *Constant Rate of Strain and Controlled Gradient Consolidation Testing*, Geotechnical Testing Journal, 1(1), 1978, 3–15.
- [11] Gorman C.T., *Strain-rate selection in the Constant-rate-of-strain consolidation test*, Technical Report, Kentucky Transportation Program, 1981, 15.
- [12] Hamilton J.J., Crawford C.B., *Improved determination of preconsolidation pressure of a sensitive clay*, Papers on Soils, ASTM STP 254, Committee D-18, Eds, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1959, 254–270.
- [13] Krzak I., *Zagospodarowanie terenów przemysłowych Krakowskich Zakładów Sodowych „Solvay”*, Problemy Ekologii Krajobrazu, 17, 2005, 283–287.
- [14] Lee K., *Consolidation With Constant Rate of Deformation*, Geotechnique, 31(2), 1981, 215–229.

- [15] Lee K., Choa V., Lee S.H., Quek S.H., *Constant rate of strain consolidation of Singapore Marine Clay*, *Geotechnique*, 43(3), 1993, 471–488.
- [16] Leroueil S., Kabbaj M., Tavenas F., *Study of the validity of a σ'_v - ϵ_v - $\dot{\epsilon}_v$ model in situ conditions*, *Soils and Foundations*, 28(3), 1988, 3–25.
- [17] Leroueil S., Kabbaj M., Tavenas F., Bouchard R., *Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays*, *Géotechnique*, 35(2), 1985, 159–180.
- [18] Leroueil S., Locat J., Vaunat J., Picarelli L., Faure R., *Geotechnical characterisation of slope movements*, red. K. Senneset, materiały pokonferencyjne, Seventh International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, Balkema, Rotterdam, 1, 1996, 53–74.
- [19] Leroueil S., Tavenas F., Samson L. & Morin P., *Preconsolidation pressure of Champlain clays – Part II: Laboratory determination*, *Can. Geotech. J.*, 20(4), 1983, 803–816.
- [20] Mesri G., Feng T.W., *Constant Rate of Strain Consolidation Testing of Soft Clays and Fibrous Peats*, Technical report. 23 p, 2012.
- [21] Morin P., Leroueil S., Samson L., *Preconsolidation pressure of Champlain clays: part I, in situ determination*, *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 4, 1983, 782–802.
- [22] Nash D.F.T., Sills G.C., Davison L.R., *One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar*, *Géotechnique*, 42(2), 1992, 241–256. <https://doi.org/10.1680/geot.1992.42.2.241>
- [23] Qiao Y., Ferrari A., Laloui L., Ding W., *Nonstationary flow surface theory for modeling the viscoplastic behaviors of soils*, *Computers and Geotechnics*, 76, 2016, 105–119.
- [24] Ozer A.T, Lawton E.C & Bartlett S.F., *New method to determine proper strain rate for constant rate-of-strain consolidation tests*, *Canadian Geotechnical Journal*, 49(1), 2012, 18–26.
- [25] Rowe P.W., Barden L., *A new consolidation cell*, *Géotechnique*, 16(2), 1966, 162–170.
- [26] Sällfors G., *Preconsolidation pressure of soft highly plastic clays*, Chalmers University of Technology, Goteborg 1975.
- [27] Smith R.E., Wahls H.E., *Consolidation under constant rate of strain*, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(2), 1969, 519–539.
- [28] Ślęzak A., *Wpływ składowiska odpadów Krakowskich Zakładów Sodowych na wody*, [w:] *Przewodnik III Konferencji Sozologicznej PTG. Sozologia na obszarze antropopresji – przykład Krakowa*, Kraków 1993.
- [29] Tavenas F., Leroueil S., *Effects of stresses and time on yielding of clays*, materiały pokonferencyjne, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, Tokyo 1977, 319–332.
- [30] Wissa A.E.Z., Christian J.T., Davis E.H., Heiberg S., *Consolidation at constant rate of strain*, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(10), 1971, 1393–1413.

Janusz German*, Krzysztof Nowak**

BADANIA DOŚWIADCZALNE NOŚNOŚCI PODNOŚNIKÓW WSPORNIKOWYCH

EXPERIMENTAL TESTING OF LOAD CAPACITY OF CANTILEVER LIFTS

STRESZCZENIE

W pracy opisano badanie nośności oraz podatności podnośników wspornikowych wykonanych ze stalowych elementów spawanych, wykonane w laboratorium wytrzymałościowym Katedry Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów Politechniki, Krakowskiej. Podnośniki były wykonane w dwóch wersjach: z krótszym i dłuższym ramieniem wspornikowym. Przedstawione zostały wyniki próby rozciągania próbek wykonanych z materiału podnośników. Zaprezentowano także rezultaty próby ściskania podnośników przy obciążeniu symulującym warunki ich pracy. Na tej podstawie sformułowano wnioski dla producenta badanych elementów.

Słowa kluczowe: badanie nośności, podnośnik wspornikowy, element spawany

ABSTRACT

The paper describes the tests of the load-bearing capacity and compliance of cantilever lifts made of steel welded elements. Experimental studies were performed in the laboratory of strength of materials of the Chair of Geotechnics and Strength of Materials of the Cracow University of Technology. The elements were made in two versions: with a shorter and a longer cantilever arm. The results of the tensile tests of samples made of the material of the lifts are presented in the paper. Finally, the results of the compression test of the lifts under a load simulating real working conditions are presented. Based on the results obtained, conclusions were drawn for the manufacturer of the tested elements.

Keywords: load-bearing capacity test, cantilever lifts, welded element

* Dr hab. inż. Janusz German, prof. PK, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

** Dr inż. Krzysztof Nowak, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. WPROWADZENIE

Celem pracy jest zbadanie nośności oraz podatności podnośników wspornikowych wykonanych ze stalowych elementów spawanych. Z uwagi na specyficzne warunki pracy podnośniki zawierają element ruchomy, który znacznie obniża nośność podnośnika. Koncepcja konstrukcji przyrządu była oryginalnym osiągnięciem producenta, ale nie dysponował on informacjami dotyczącymi maksymalnego obciążania, jakie może być przenoszone przez te przyrządy. Niniejsza praca pozwala na wiarygodną ocenę nośności przyrządu.

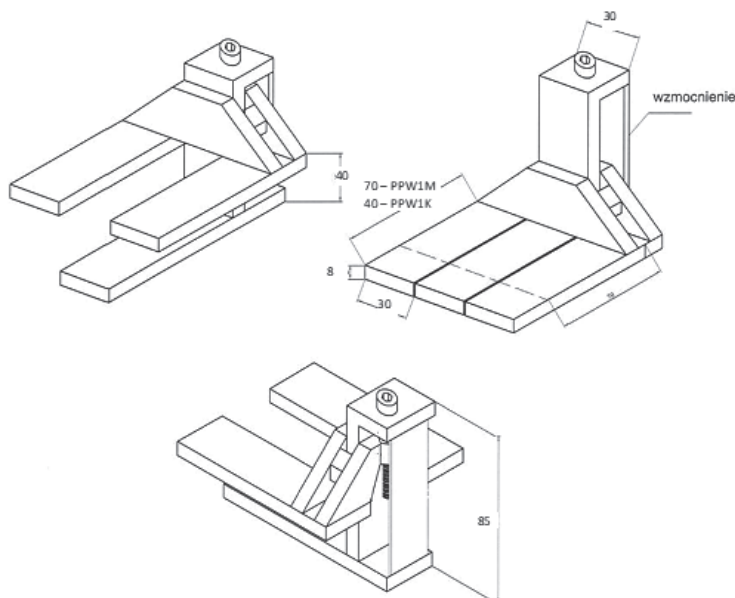
2. PRZEDMIOT BADAŃ

Badania wytrzymałościowe dotyczyły przyrządów przeznaczonych do podnoszenia z poziomu posadzki na niewielką wysokość (do ok. 4 cm): okien, płytek ceramicznych itp. Schemat techniczny podnośników oraz ich widok rzeczywisty pokazano na il. 1 i 2. Podnośniki są wykonywane w dwóch wersjach: PPW1K (wersja na profilu 8 x 30 mm, długość poziomych ramion wspornikowych 40 mm) oraz PPW1M (wersja na profilu 8 x 30 mm, długość poziomych ramion wspornikowych 70 mm). Długości poziomych ramion wspornikowych były mierzone od końca wspornika do płaszczyzny pionowej przegrody, w której znajduje się śruba służąca do podnoszenia ramion.

Badania wykonano dla obciążenia zewnętrznego, przenoszonego przez dwa skrajne ramiona wspornikowe, których położenie pionowe regulowane było poprzez wykręcanie/wkręcanie śruby umieszczonej w części pionowej podnośnika. W badaniach przyjęto najbardziej niekorzystny schemat obciążenia siłą skupioną przyłożoną do obu części wspornikowych na ramieniu 30 mm w podnośniku z wspornikiem 40 mm lub na ramieniu 60 mm w podnośniku ze wspornikiem 70 mm.

Rzeczywiste obciążenie wsporników jest równomiernie rozłożone na całej ich długości, co jest z wytrzymałościowego punktu widzenia oczywiście korzystne, gdyż moment zginający w miejscu zamocowania wsporników do części pionowej urządzenia spada o połowę w porównaniu z momentem wywołanym siłą skupioną przyłożoną na końcu wspornika. Podobnie zmniejsza się obciążenie części pionowej urządzenia. Tak więc faktyczna nośność badanych przyrządów będzie większa niż ta, którą wyznaczono w wykonanych badaniach.

Należy jednak podkreślić, że nie można jednoznacznie zdefiniować sposobu wykorzystywania przyrządu przez użytkownika końcowego. Możliwości w tym zakresie są w zasadzie nieprzewidywalne. Z tego punktu widzenia realizowany w badaniach sposób obciążania przyrządu jest czynnikiem zwiększającym bezpieczeństwo użytkowania przyrządu, gdyż daje zaniżoną wartość rzeczywistej jego nośności.



Il. 1. Przyrząd do podnoszenia okien – rysunek techniczny. Opracowanie producenta



Il. 2. Przyrząd typu PPW1K do podnoszenia okien – widok rzeczywisty. Fot. aut.

Wszystkie części składowe przyrządów były wykonane ze stali i połączone ze sobą poprzez spawanie, a następnie były poddane obróbce mechanicznej, tzn. szlifowaniu w miejscach spawania. Należy podkreślić, że jakość wykonania dostarczonych do badań przyrządów pozostawiała wiele do życzenia. Spawy były niestarannie wykonane, a ich obróbka w wielu przypadkach nie była lepsza. Producent zapewnił, że wersja produkcyjna przyrządów nie będzie już posiadała tych wad, co w oczywisty sposób poprawi nośność podnośników w stosunku do tej, która została wyznaczona w badaniach.

3. MATERIAŁ – STAL S235JR

Charakterystyki materiałowe stali S235JR zostały wyznaczone w laboratorium wytrzymałościowym Instytutu L-9 Politechniki Krakowskiej w quasi-statycznej próbie rozciągania [1]. Wyniki uzyskane z maszyny wytrzymałościowej UTS 100K/Zwick/Roell dla dwóch próbek o wymiarach przekroju prostokątnego 8,2 x 30 mm i długości 20 cm wraz z wykresem rozciągania pokazano na il. 3. Wielkości występujące w tabeli oznaczają: E – moduł sprężystości, R_{px1} – granicę plastyczności odpowiadającą odkształceniu plastycznemu 1%, R_{px2} – granicę plastyczności odpowiadającą odkształceniu plastycznemu 2%, $R_{p0,2}$ – umowną granicę plastyczności odpowiadającą odkształceniu 0,2%, R_m – wytrzymałość na rozciąganie, R_B – naprężenie przy zerwaniu, A_t – odkształcenie przy zerwaniu, a_0 – grubość próbki, b_0 – szerokość próbki, S_0 – pole przekroju próbki.

Wyniki w obu próbach były niemal identyczne, co wydedukować można z porównania krzywych czerwonej i zielonej, a także wyników w tabeli. Stal S235JR wykazuje silne własności plastyczne i bardzo ograniczone własności liniowo-sprężyste. Można to skrótowo podsumować w ten sposób, że stal ma słabą skłonność do pękania i silną skłonność do dużych trwałych deformacji.

Zwick / Roell

26.06.17

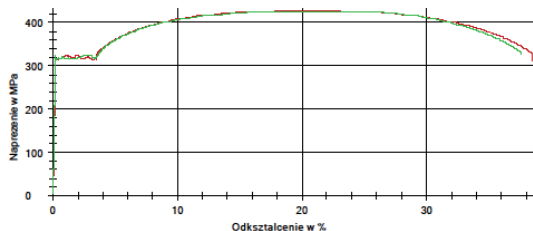
Protokół badania

Sila wstepna : 5 MPa
 Predkosc modulu E : 2 MPa/s
 Predkosc badania : 0.004 1/s

Wyniki badania:

Legenda	Nr	E GPa	R_{px1} MPa	R_{px2} MPa	$R_{p0,2}$ MPa	R_m MPa	R_B MPa	A_t %	a_0 mm	b_0 mm	S_0 mm ²
	2	183	324	323	314	428	311	38.5	8.2	30	246.00
	3	195	317	319	316	426	328	37.6	8.2	30	246.00

Wykres serii:



Statystyka:

Seria	E GPa	R_{px1} MPa	R_{px2} MPa	$R_{p0,2}$ MPa	R_m MPa	R_B MPa	A_t %	a_0 mm	b_0 mm	S_0 mm ²
n=2										
x	189	320	321	315	427	319	38.1	8.2	30	246.00
s	8.50	4.95	3.08	1.95	0.968	11.7	0.6	0.000	0.000	0.00
v	4.50	1.55	0.96	0.62	0.20	3.66	1.70	0.00	0.00	0.00

Il. 3. Wyniki quasi-statycznej próby rozciągania dla stali S235JR.
 Opracowanie aut. na podstawie protokołu opracowanego przez Zwick/Roell [3]

4. URZĄDZENIA DO PRZEPROWADZENIA BADAŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

Próby wytrzymałościowe wykonano na uniwersalnej maszynie wytrzymałościowej UTS 100K (prod. Niemcy) o zakresie siły 100 kN, spełniającej wymagania klasy 1 zgodnie z EN 10002-2, a także normy DIN 51120, 51121, 51123, 51127, VDE 0113, BS 1610 Grade A, NF A03-501, ISO-R147, ASTM E4 [2]. Oryginalny system elektronicznego sterowania maszyną firmy UTS został całkowicie wymieniony przez firmę ZWICK Polska – Service w 2008 r. [3]. Stanowisko badawcze pokazano na il. 4 i 5.



Il. 4. Uniwersalna maszyna wytrzymałościowa UTS 100K/Zwick/Roell w konfiguracji przygotowanej do próby rozciągania. Fot. aut.

Do pomiaru siły stosowany był siłomierz maszyny o zakresie 100 kN firmy Hottinger (klasa dokładności 1 wg DIN51221). Dokładność pomiaru siły podano w tabeli 1.

Tabela 1

Maksymalne błędy pomiaru siły. Opracowanie aut.

Zakres mierzonej siły	Dopuszczalny błąd pomiaru
400 N – 1 kN	4 N
1 kN – 100 kN	0,5% siły mierzonej

Do pomiaru przemieszczeń wykorzystano w pełni zautomatyzowany system pomiarowy, wykorzystujący ruch górnej trawersy maszyny. Zastosowanie nieco bardziej precyzyjnego ekstensometru mocowanego bezpośrednio do próbki było niemożliwe ze względu na niestandardowy charakter badań i nietypowy kształt badanego elementu. Standardowe systemy do ściskania próbek i pomiaru przemieszczeń były w przypadku badań stanowiących przedmiot niniejszego opracowania nieprzydatne.



Il. 5. Uniwersalna maszyna wytrzymałościowa UTS 100K/Zwick/Roell wraz z badanymi próbkami w konfiguracji przygotowanej do próby ściskania. Fot. aut.



Il. 6. Mocowanie próbki podczas badania. Fot. aut.

5. WARUNKI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

Prędkość obciążenia – próby ściskania prowadzono przy bardzo niskich prędkościach obciążenia 200 lub 250 N/min. Były to zatem próby quasi-statyczne, odpowiadające rzeczywistym warunkom pracy podnośników.

Temperatura prób – próby rozciągania prowadzono w temperaturze pokojowej, nieprzekraczającej 22°C, co także odpowiadało przeciętnym warunkom pracy materiału, z którego wykonano podnośniki.

Mocowanie próbek – próbki spoczywały swobodnie na dolnej, sztywnej podporze i nie były mocowane w żaden inny sposób, co wiernie odwzorowuje rzeczywisty sposób ich pracy. Pokazano to na il. 6.

6. WYNIKI BADAŃ

Badania przeprowadzono w ten sposób, że pierwsza próba ściskania prowadzona była do poziomu obciążenia 500 N w przypadku przyrządu PPW1K oraz 300 N w przypadku przyrządu PPW1M. Następnie podnośniki były całkowicie odciążane do zerowej wartości siły. Dzięki takiej procedurze możliwa była kontrola sprężystego zachowania przyrządów i wychwycenie obciążenia, przy którym przyrząd doznawał odkształceń plastycznych. Każda kolejna próba ściskania zachodziła przy zwiększonym obciążeniu o 200 N (w kilku przypadkach o 250 N). Badane były 3 przyrządy każdego typu, dzięki czemu możliwa była ocena jakości wyrobów poprzez porównanie uzyskanych rezultatów.

W przypadku przyrządów PPW1K o wsporniku 40 mm ostatni poziom obciążenia wynosił 6000 N, zaś dla przyrządów PPW1M było to obciążenie 3000 N. W obu sytuacjach przyrządy nie uległy pęknięciu, natomiast wykazały trwałe odkształcenia plastyczne dyskwalifikujące je z użycia. O nośności decydował zatem warunek użytkowalności, a nie warunek zniszczenia. Uzasadnienie tego wniosku wynika bezpośrednio z konkluzji zawartej w pkt. 3 niniejszej pracy.

Przemieszczenie pod siłą jest sumą ugięcia samych ramion wspornikowych, jak i ugięcia pionowej części przyrządu skutkującego obrotem poziomych ramion. Obserwacja zachowania wszystkich badanych przyrządów jednoznacznie prowadzi do wniosku, że decydujący jest ten drugi czynnik. W tym świetle dużego znaczenia nabiera pionowe wzmocnienie przyrządu (il. 1). Wzmocnienie to pracuje przede wszystkim na rozciąganie i ogranicza ugięcia pionowego płaskownika 8 × 85 mm. Należy wyraźnie podkreślić, że wstępna wersja przyrządów nie posiadała wzmocnień. Producent wprowadził je do wersji ostatecznej, będącej przedmiotem

badan końcowych, w wyniku sugestii autorów niniejszej pracy. Przyniosło to wyraźną poprawę sztywności przyrządów, a tym samym zwiększyło ich przydatność użytkową.

Wyniki badań zestawiono w tabelach 2 i 3 oraz na il. 7 i 8.

Przyrządy o krótszym wsporniku 40 mm (PPW1K, próbki nr 1, 2 i 3) w zakresie obciążenia do 2000 N – tabela 2 – charakteryzowały się bardzo dobrą powtarzalnością mierzonego automatycznie przemieszczenia pod siłą, co pozwala uznać wyniki badań za reprezentatywne. Wartość przemieszczenia nie przekroczyła w żadnym przypadku 1,5 mm. Analiza wykresów „przemieszczenie *versus* siła”, generowanych automatycznie przez system pomiarowy, pozwala stwierdzić, że przy obciążeniu powyżej 1800 N zaczynają się pojawiać niewielkie odkształcenia plastyczne, trudne jednak do zaobserwowania makroskopowo.

Można stwierdzić, że w zakresie do 2000 N przyrządy PPW1K pracują sprężysto, a po zdjęciu obciążenia wracają do stanu początkowego. Ugięcia nieprzekraczające 1,5 mm w żadnym stopniu nie wpływają na funkcjonalność przyrządów. Z punktu widzenia wytrzymałościowego przyrządy PPW1K zachowują się prawidłowo, a powstawanie ew. pęknięć nie jest stwierdzone.

Dla próbki nr 3 wykonano dodatkowo badanie zmęczeniowe polegające na poddaniu jej ściskaniu o obciążeniu zmiennym w przedziale 0–1100 N. Badanie ze względów czasowych przerwano po 40 000 cykli. W trakcie próby nie zaobserwowano żadnych symptomów negatywnych, a po zakończeniu badania przyrząd powrócił do stanu pierwotnego. Ten sam przyrząd poddano ponownie ściskaniu quasi-stacycznemu aż do zniszczenia. Przy sile 5700 N nastąpiło pęknięcie spawu łączącego jedno z poziomych ramion wspornikowych, co zakończyło dalsze badanie przyrządu. Badanie to pozwoliło zwrócić baczną uwagę na jakość spoin i ich obróbkę mechaniczną. Znajduje to odzwierciedlenie w zaleceniach wykonawczych sformułowanych w rozdziale 7.

Wyniki badań dla przyrządów o dłuższym wsporniku 70 mm (PPW1M) nie są tak jednoznaczne jak dla PPW1K ze względu na przyrząd nr 5, dla którego wyniki zasadniczo różnią się od rezultatów dla przyrządów nr 4 i 6. Wyniki badań uzyskane dla tych ostatnich są bardzo zbliżone do siebie, co świadczy o tym, że miarodajne wyniki dają te właśnie przyrządy.

Zdaniem autorów – przyrząd nr 5 był wyjątkowo niestarannie wykonany, co było widoczne już przed badaniem. Spawy i ich obróbka pozostawiały wiele do życzenia w przeciwieństwie do przyrządów 4 i 6. Jakościowo wyniki badań dla przyrządów PPW1M są analogiczne do tych dla PPW1K. Różnią się z oczywistych powodów (dłuższe ramię siły powoduje większy moment zginający) ilościowo. Uprawniony wynikami badań wniosek końcowy jest taki, że obciążenie do poziomu ok. 1100 N nie wywołuje żadnych widocznych uszkodzeń (pęknięcia elementów stalowych lub pęknięcia spoin), a jeśli chodzi o sztywność, to ugięcia maksymalne dla siły 1100 N nie przekroczyły średnio 2,37 mm. Wyniki badań pozwalają odpowiedzialnie stwierdzić, że do 1100 N przyrząd pracował całkowicie w zakresie sprężystym, bez przekrocze-

nia nośności i przy akceptowalnym poziomie ugięć. Jak pokazano to na przykładzie przyrządu nr 4 (il. 8), dopiero obciążenie powyżej 2500 N powoduje znaczącą deformację plastyczną.

Tabela 2

Przemieszczenia pod siłą – przyrząd o długości ramienia 40 mm, ramię siły 30 mm. Opracowanie aut.

Lp.	Symbol	Profil	Dł. ramienia [mm]	Ramię siły [mm]	Siła [N]	Ugięcie pod siłą [mm]
1	PPW1K 40 mm próbka nr 1	8 x 30	40	30	500	0,33
2					700	0,51
3					900	0,65
4					1100	0,78
5					1300	0,92
6					1500	1,05
7					1750	1,26
8					2000	1,42
9					2500	1,77
10					3000	2,15
11					3500	2,54
12					4000	2,97
13					4500	3,54
14	PPW1K 40 mm próbka nr 2	8 x 30	40	30	500	0,4
15					700	0,51
16					900	0,64
17					1100	0,77
18					1300	0,9
19					1500	1,03
20					1750	1,19
21					2000	1,35
22					2500	1,67
23					3000	2,01
24					3500	2,54
25					4000	2,97
26					4500	3,54

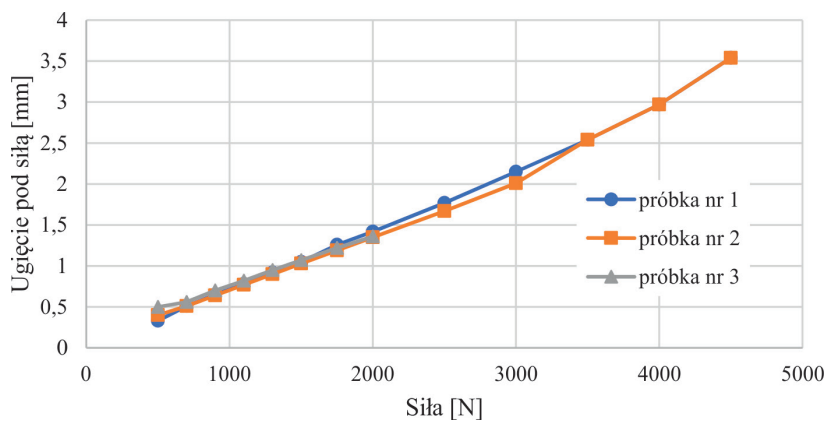
27	PPW1K 40 mm próbka nr 3	8 x 30	40	30	500	0,5
28					700	0,56
29					900	0,7
30					1100	0,82
31					1300	0,95
32					1500	1,07
33					1750	1,22
34					2000	1,36

Tabela 3

Przemieszczenia pod siłą – przyrząd o długości ramienia 70 mm, ramię siły – 60 mm. Opracowanie aut.

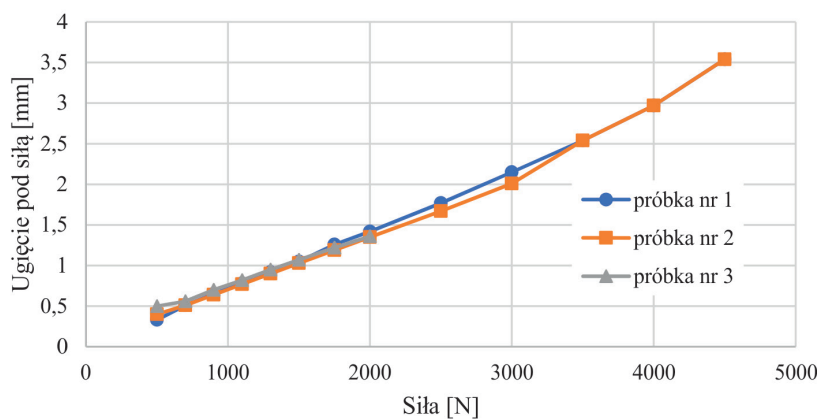
Lp.	Symbol	Profil	Dł. ramienia [mm]	Ramię siły [mm]	Siła [N]	Ugięcie pod siłą [mm]
1	PPW1M 70 mm próbka nr 4	8 x 30	70	60	300	0,69
2					500	1,13
3					700	1,59
4					900	2,04
5					1100	2,47
6					1300	2,90
7					1500	3,32
8					2000	4,45
9					2200	4,95
10					2400	5,61
11					2600	6,38
12					2800	7,57
13					3000	11,84
14	PPW1M 70 mm próbka nr 5	8 x 30	70	60	300	1,62
15					500	2,34
16					700	2,48
17					900	2,95
18					1100	3,32
19					1300	3,67
20					1500	4,06

21	PPW1M 70 mm próbka nr 6	8 x 30	70	60	300	0,87
22					500	1,12
23					700	1,51
24					900	1,89
25					1100	2,27
26					1300	2,68
27					1500	3,07



II. 7. Wyniki badania przemieszczenia pod siłą dla przyrządów PPW1K. Opracowanie aut.

Wyniki badania przyrządu PPW1K 40 mm



II. 8. Wyniki badania przemieszczenia pod siłą dla przyrządów PPW1M. Opracowanie aut.

7. PODSTAWOWE ZALECENIA WYKONAWCZE

1. Należy zwracać dużą uwagę na dokładność spawów, zwłaszcza w górnej części przyrządu. W przyrządach dostarczonych do badań widoczne było rozwieranie się szczelin na spawach, co w istotny sposób może obniżać sztywność, a w rezultacie także nośność i prowadzić do niekontrolowanych pęknięć.
2. Spawy i połączenia muszą być poddane bardzo starannej obróbce mechanicznej, aby wyeliminować niedokładności (ostre karby) skutkujące koncentracjami naprężeń prowadzącymi do inicjacji pęknięć i utraty przez podnośniki sztywności i nośności.
3. Należy zwrócić uwagę na osiowe położenie zewnętrznego płaskownika wzmacniającego pionowy wspornik przyrządu. Niespełnienie tego warunku może prowadzić do skręcania części pionowej, w konsekwencji także i części wspornikowej i niesymetrycznej pracy obu ramion.
4. W celu zwiększenia nośności przyrządów należy wstawić szerszy zewnętrzny, pionowy płaskownik wzmacniający konstrukcję. Zwiększone pole powierzchni zmniejszy wydłużenie płaskownika, a tym samym ograniczy ugięcie części pionowej i przemieszczenie pionowe części wsporczej, przenoszącej obciążenie zewnętrzne.
5. Niezbędne jest zapewnienie przez producenta jednorodności produktów, aby uniknąć sytuacji, jak w przypadku próbki 5 (tabela 3), wyraźnie odstającej sztywnością od nominalnie identycznych próbek 4 i 6.

8. WNIOSKI KOŃCOWE

Wyniki badań doświadczalnych, a także wiedza inżynierska i kompetencje osób wykonujących badania pozwalają stwierdzić, że:

1. Przyrząd PPW1K może być użytkowany do poziomu obciążenia maksymalnie 2000 N, ale zalecany poziom to ok. 1800 N.
2. Przyrząd PPW1M może być użytkowany do poziomu obciążenia maksymalnie 1100 N.
3. Dopuszczalne obciążenia przyrządów, określone w pkt. 1 i 2 dotyczą wyłącznie sytuacji, gdy oba ramiona wspornikowe obciążone są jednakowo. W innych sytuacjach wnioski autorów mogą nie mieć bezpośredniego zastosowania, a odpowiedzialność za ewentualne negatywne skutki odmiennego od opisanego w niniejszej pracy użytkowania przyrządów spoczywa wyłącznie na użytkowniku.
4. Spełnienie zaleceń wymienionych w pkt. 7 przez producenta daje gwarancję bezpiecznej eksploatacji podnośników.

LITERATURA

- [1] PN-EN ISO 6892-1:2009: Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej.
- [2] Operating Instructions for UTS Universal Testing Machine with Standard Measuring and Control Unit and PC-Connection and Software V4.08, UTS Testsysteme GmbH, Ulm, Niemcy, 2000.
- [3] Instrukcja obsługi maszyny wytrzymałościowej BZ1-MM100M1.UT03, Zwick GmbH &Co. KG Ulm, Niemcy, 2012.

Bogusław Zająć*

ZAGADNIENIA TEMPERATUROWE PRZY NAPRAWIE I WZMACNIANIU KONSTRUKCJI INŻYNIERSKICH

TEMPERATURE ISSUES IN THE REPAIR AND STRENGTHENING OF ENGINEERING STRUCTURES

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono typowe zagadnienia związane z naprawą i wzmocnieniem konstrukcji inżynierskich z zastosowaniem połączeń klejonych, ze szczególnym uwzględnieniem wpływu temperatury otoczenia na rozkłady odkształceń w połączeniu. Opisano zastosowaną aparaturę badawczą i pomiarową. Zwrócono uwagę na istotny wpływ zmiany właściwości materiałów w podwyższonej temperaturze związanej z przemianą szklistą zachodzącą dla klei epoksydowych.

Słowa kluczowe: temperatura, naprawa, wzmocnianie, konstrukcje inżynierskie, kompozyty, klejenie, przemiana szklista, poliuretany

ABSTRACT

The paper presents typical issues related to the repair and strengthening of engineering structures with the use of glued joints, with particular emphasis on the influence of the ambient temperature on the deformation distribution in the joint. The research and measurement equipment used was described. The attention was paid to the significant influence of changes in the properties of materials at elevated temperature associated with the glass transition taking place for epoxy adhesives.

Keywords: temperature, repair, strengthening, engineering structures, composites, bonding, glass transition, polyurethanes

* Dr hab. inż. Bogusław Zająć, prof. PK, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. WPROWADZENIE

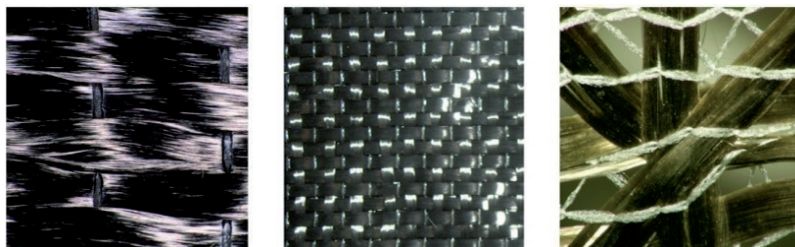
Naprawa i wzmocnianie konstrukcji to ważne zagadnienie inżynierskie. Na przestrzeni kilkudziesięciu lat zaproponowano w tej dziedzinie kilkanaście różnych rodzajów technik z zastosowaniem różnorodnych materiałów. W niniejszej pracy zaprezentowano skrócony opis kilku istotnych zagadnień zachowania się połączeń klejonych pracujących w podwyższonej temperaturze z zakresu +20 do +80°C bez omawiania zagadnień pożarowych. Główny nacisk został położony na porównanie pracy dwóch różnych grup materiałów, tj. klejów na bazie żywic epoksydowych oraz poliuretanów, wykorzystywanych we wzmocnianiu i naprawie konstrukcji. Istotnym elementem jest porównanie rozkładów odkształceń i naprężeń wzdłuż długości obciążonego połączenia, w którym w warstwie kleju zachodzi przemiana szklista. Zjawisko to odnosi się szczególnie do obecnie stosowanych materiałów na bazie żywic epoksydowych stosowanych w rozwiązaniach systemowych, które jako materiały termoplastyczne charakteryzują się przemianą szklistą w zakresie temperatury 40–70°C. Wartości takie są osiągnięte w konstrukcjach zlokalizowanych w większości stref klimatycznych, co ma wpływ na parametry wytrzymałościowe połączeń, gdyż zmienia w istotny sposób ich nośność oraz powstające naprężenia temperaturowe [8]. Powyżej temperatury przemiany szklistej T_g następuje znacząca zmiana i zmniejszenie modułu Younga, twardości Shore'a oraz parametrów związanych z zachowaniem reologicznym połączenia.

2. TECHNIKI WZMACNIANIA I NAPRAWY KONSTRUKCJI INŻYNIERSKICH Z ZASTOSOWANIEM MATERIAŁÓW KOMPOZYTOWYCH

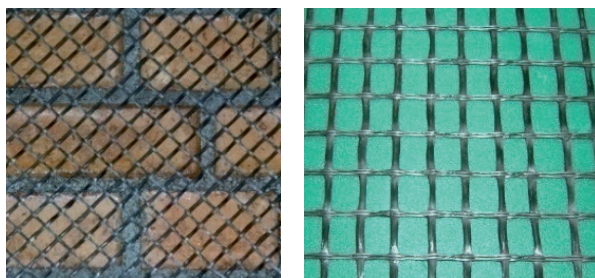
Wzmocnianie konstrukcji budowlanych stosuje się w celu zwiększenia obciążenia użytkowego w obiektach przemysłowych lub w przypadku zmiany przeznaczenia istniejących budowli, przy naprawie uszkodzonych elementów nośnych oraz w przypadku konieczności ograniczenia odkształceń lub zmniejszenia naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych.

Wzmocnienia materiałami kompozytowymi można podzielić na zewnętrzne i wewnętrzne. Zewnętrzne wzmocnienia stosowane są w konstrukcjach betonowych, murowych, drewnianych oraz stalowych, a także w przypadku montażu dodatkowych elementów, np. szklanych [5]. Najbardziej rozpowszechnionym materiałem kompozytowym są taśmy i maty przyklejane zazwyczaj w jednej warstwie lub maksymalnie w dwóch, za pomocą klejów epoksydowych na odpowiednio przygotowanej powierzchni jako elementy wchodzące w skład gotowego systemu producentów

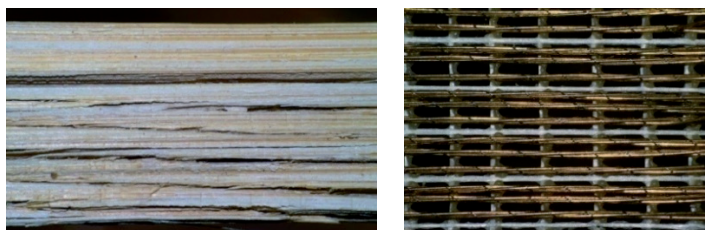
oraz systemy NSM (ang. *Near Surface Mounted*) wklejane w specjalnie do tego celu wyciętych bruzdach w strefach rozciąganych. Do drugiej grupy zalicza się różnego rodzaju zbrojenia w postaci np. prętów, kształtowników, mat z różnych włókien wklejanych pomiędzy warstwy, które zastępują lub uzupełniają tradycyjne zbrojenie stalowe, tworząc konstrukcje wielowarstwowe i zespolone (tzw. sandwicze). Elementy wzmocnień mogą być wykonane z włókien szklanych, węglowych (il. 1), bazaltowych (il. 2), stalowych (il. 3) lub amidowych (jako materiałów podstawowych), jak również tworzy się produkty z włókien mieszanych: aramidowo-szklane lub aramidowo-węglowe, wykorzystujące ich zróżnicowane właściwości. Od niedawna wprowadzane są również włókna naturalne: bambusowe (il. 3), lniane, sizałowe i inne, stanowiące po części ekologiczne zagospodarowanie odpadów.



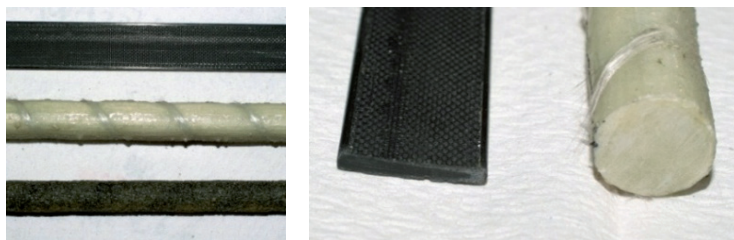
Il. 1. Maty płaskie z różnych rodzajów włókien: jednokierunkowa (po lewej), dwukierunkowa (w środku), trzykierunkowa (po prawej). Fot. aut.



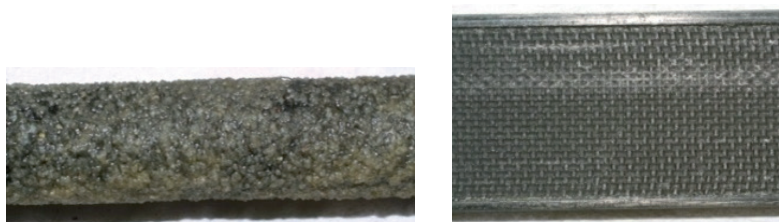
Il. 2. Siatki dwukierunkowe, najczęściej wykonane z włókien szklanych o różnej gramaturze, powlekane warstwą plastiku, stosowane do wzmocniania posadzek lub jako elementy podtylnkowe. Fot. aut.



Il. 3. Mata jednokierunkowa z włókien bambusowych ułożonych jednokierunkowo (po lewej), z włókien stalowych (po prawej). Fot. aut.



Il. 4. Elementy kompozytowe stosowane do wzmocnienia wewnętrznego. Fot. aut.



Il. 5. Specjalnie przygotowane powierzchnie kompozytów do połączeń wklejanych. Fot. aut.

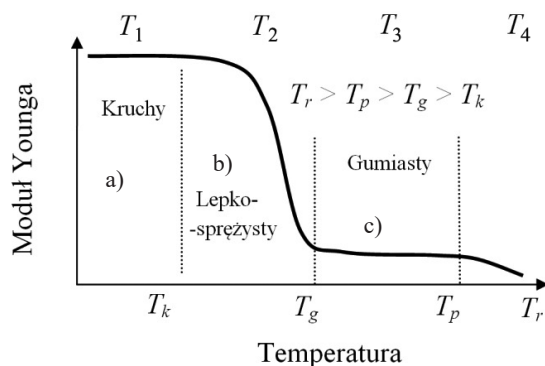
Materiały kompozytowe il. 4–5 posiadają zarówno zalety, jak i wady. Do zalet można zaliczyć to, że włókna mogą być zastosowane w różnych kierunkach, o zróżnicowanym współczynniku objętościowym w wybranym kierunku, mogą też być łączone ze sobą (mieszane typy włókien), tak aby uzyskać określone właściwości i kształty, posiadają wysoką wytrzymałość i sztywność wzdłuż włókien przy znikomym ciężarze własnym w porównaniu do stali, nie korodują, są łatwe w transporcie i magazynowaniu oraz wymagają mniej prac przygotowawczych i dają możliwość zastosowania w trudnodostępnych miejscach, mogą osiągać znaczne długości, co w zestawieniu z małą sztywnością na zginanie i ich grubością (1–1,5 mm) – pozwala na ich dogodny transport w formie zrolowanej. Mają relatywnie wysoką odporność na zmęczenie oraz pełzanie i niewielki ciężar. Do wad można zaliczyć konieczność odpowiedniego przygotowania powierzchni pod aplikację, kruchość zniszczenia oraz małą odporność pożarową i na wandalizm.

3. WYBRANE ZAGADNIENIA MECHANIKI POLIMERÓW

3.1. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE POLIMERÓW

Mechanika materiałów polimerowych ma ścisły związek z temperaturą i prędkością przyrostu odkształcenia w czasie. Właściwości polimerów, w tym moduł Younga, zależne są od charakterystycznych temperatur przemian postaci i stanu (il. 6):

1. **Temperatura kruchości (T_k)** (ang. *brittle temperature*) – w polimerze zachodzi przemiana jego stanu mechanicznego kruchego w stan sprężysty z wymuszoną elastycznością (lepkosprężysty).
2. **Temperatura zeszklenia (T_g)** (ang. *glass transition temperature*) – w polimerze zachodzi przemiana jego stanu mechanicznego sprężystego kruchego lub sprężystego z wymuszoną elastycznością w stan wysoko elastyczny (gumiasty).
3. **Temperatura płynięcia (plastyczności) (T_p)** (ang. *flow temperature*) – w polimerze zachodzi przemiana jego stanu wysoko elastycznego w stan plastyczny.
4. **Temperatura rozkładu (degradacji) (T_r)** (ang. *degradation temperature*), – w której zaczynają się procesy naruszania budowy chemicznej łańcuchów cząsteczek.



Il. 6. Zmiany modułu Younga polimerów wraz ze wzrostem temperatury: a) stan zachowania kruchy, b) stan zachowania lepkosprężysty oraz c) stan gumiasty. Opracowanie aut.

3.2. PRZEMIANA SZKLISTA

Przemiana szklista jest wyjątkową cechą materiałów polimerowych, odróżniającą je od innych materiałów. Poniżej T_g (różnej dla każdego polimeru) materiały polimerowe mają właściwości kruche podobnie jak szkło, a powyżej zachowanie ich jest elastyczne i przypomina gumę. W warunkach normalnych temperatur (20°C) część z nich pracuje poniżej T_g (polistyren, polimetakrylan metylu, polichlorek winylu), a inne są wykorzystywane powyżej ich T_g , jak materiały gumopodobne (kauczuki naturalne i syntetyczne, polipropylen). Przemiana szklista jest przemianą fazową drugiego rzędu i jest odmienna od przemian pierwszego typu, takich jak wrzenie lub topnienie. W strukturze polimerów następują zmiany oddziaływania pomiędzy łańcuchami polimerowymi skutkujące w skali makroskopowej zmianami właściwości fizycznych takich jak: twardość, objętość, współczynnik rozszerzalności, moduł Younga, pojemność cieplna oraz maksymalne wydłużenie przy zerwaniu i parametry reologiczne.

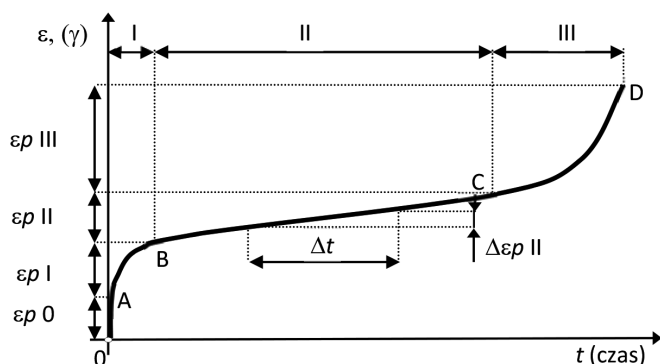
W opisie zachowania się materiałów polimerowych formułowane są zależności związków fizycznych w funkcji przemieszczeń i odkształceń od czasu. Jednym z czynników powodujących wystąpienie właściwości reologicznych w odniesieniu do ciał stałych jest wzrost temperatury. Z reguły znaczny wzrost temperatury powoduje znaczny wzrost szybkości deformacji, który dotyczy przede wszystkim materiałów uważanych za ciała stałe. Zjawisko pełzania występuje w materiale poddanym stałej wartości obciążenia. W fazie początkowej odkształcenie zależy od modułu Younga. Materiał odkształca się w sposób ciągły w czasie aż do zniszczenia (il. 7).

W procesie pełzania można wyróżnić trzy etapy:

I – pełzanie nieustalone,

II – pełzanie ustalone,

III – przyspieszone końcowe pełzanie.



Il. 7. Krzywa pełzania w funkcji czasu przy stałym naprężeniu i temperaturze. Opracowanie aut.

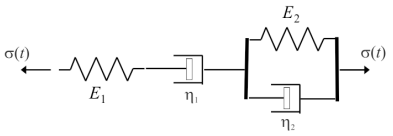
Aby wyznaczyć porównywalne parametry pełzania, należy zachować jednoznaczne warunki pomiarowe opisane w normach, np.: ASTM D 2990:2001, PN-EN ISO 899-1:2005, PN-EN ISO 899-2:2005, ASTM D695:2002, w zależności od sposobu realizowanego obciążenia. Badane elementy mogą być rozciągane, ściskane, ścinane, zginane lub skręcane, natomiast parametry czasowe ustalane są z reguły w funkcji logarytmicznej, tj. 1, 10, 100 i 1000 [h].

3.3. MODELE REOLOGICZNE

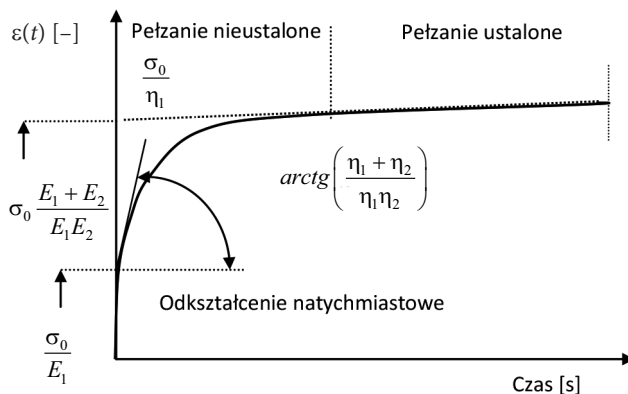
W opisie reologicznym, przybliżającym w istotny sposób zachowanie się materiału rzeczywistego, można zbudować modele złożone, łącząc w układy szeregowe i równoległe modele podstawowe. Model Burgersa (tabela 1) jest szeroko stosowany do opisu zachowania materiałów polimerowych, w tym żywic epoksydowych i poliuretanów. Analizując otrzymane wyniki badań doświadczalnych, można w prosty sposób wyznaczyć wszystkie cztery jego parametry, które są wykorzystywane w analizie numerycznej połączeń z zastosowaniem tych materiałów.

Tabela 1

Czteroparametrowy model reologiczny. Opracowanie aut.

<p>Model Burgersa (czteroparametrowy)</p> 	$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{\eta_1} t - \frac{\sigma_0}{E_2} \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) + \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2}$ $\varepsilon(t) = \sigma_0 \left\{ \frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right] \right\}$
---	--

Można prognozować zachowanie się długoterminowe oraz trwałość konstrukcji z materiałów polimerowych. Typowy przebieg odkształcenia przy stałym obciążeniu (pełzanie) przedstawia il. 8. Za odkształcenie natychmiastowe odpowiada moduł E_1 , za pełzanie ustalone parametr η_1 , a za pełzanie nieustalone E_2 oraz η_2 .



Il. 8. Wykres pełzania w czteroparametrowym modelu Burgersa,

gdzie:

- σ_0 – naprężenie nominalne,
- E_1 – moduł Younga w części Maxwella,
- η_1 – współczynnik lepkości postaciowej w ośrodku Maxwella,
- E_2 – moduł Younga w części Kelvina,
- η_2 – współczynnik lepkości postaciowej w ośrodku Kelvina. Opracowanie aut.

4. STANOWISKO BADAWCZE I ZASTOSOWANA APARATURA

4.1. MASZYNA WYTRZYMAŁOŚCIOWA

Badania wytrzymałościowe przeprowadzone zostały na maszynie wytrzymałościowej Zwick 1455 [3], z dwoma przestrzeniami roboczymi (il. 9). Maksymalna wartość badanej siły to 20 kN, z rozdzielczością 1 N. Osprzęt wykorzystywany do badań z maszyną to szczęki z przegubami do rozciągania polimerów, szczęki do roz-

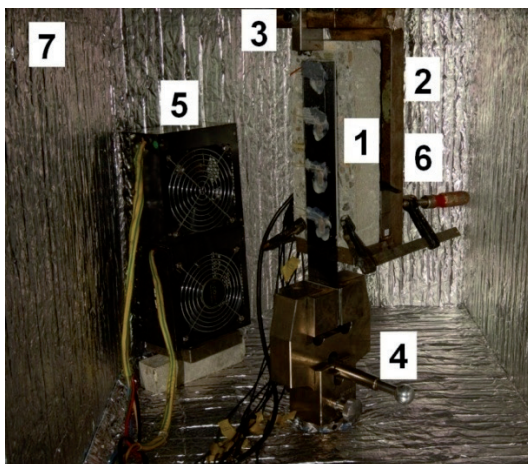
ciągania metali, stoliki do ściskania z przegubem oraz zestaw do trójpunktowego zginania, ekstensometr długodrogowy. Zainstalowana wersja oprogramowania maszyny testXpert III [3] umożliwia bezpośrednią współpracę z zewnętrznymi wzmacniaczami wielokanałowymi (Quantum MX840 i Spider8 [1]), do których można podłączyć różne czujniki (tensometry elektro-oporowe, czujniki do pomiaru przemieszczeń LVDT [1], czujniki temperaturowe). System ten umożliwia równoczesne śledzenie na ekranie komputera i rejestrację w czasie rzeczywistym.

4.2. KOMORA TEMPERATUROWA

Komora temperaturowa wykorzystywana w badaniach została samodzielnie zaprojektowana i wykonana przez autora i stanowi doposażenie maszyny wytrzymałościowej. Obejmuje ona jedną część roboczą maszyny (il. 9), stanowiąc zamknięty obszar wraz ze szczękami (il. 10), w której można prowadzić badania próbek pod obciążeniem w stałej (podwyższonej) temperaturze. Układ zasilania o regulowanej mocy do 1000 W pozwala na osiągnięcie w komorze temperatury 100°C. Temperatura w komorze jest stabilizowana cyfrowym regulatorem o płynnej nastawie z dokładnością do 0,5°C.



Il. 9. Komora temperaturowa w maszynie wytrzymałościowej Zwick: 1 – komora temperaturowa, 2 – maszyna wytrzymałościowa, 3 – komputer sterujący, 4 – regulator temperatury wraz z zasilaczem. Opracowanie aut. na podstawie [7]

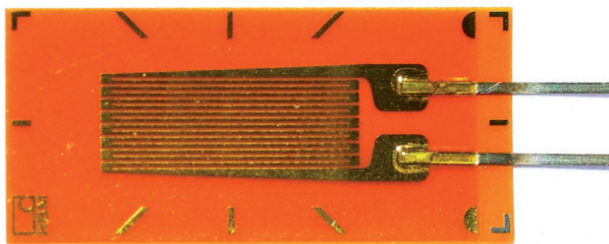


Il. 10. Układ pomiarowy do próby ścinania w komorze temperaturowej: 1 – próbka, 2 – jarzmo stalowe, 3 – przegub z uchwytem, 4 – szczeka dolna, 5 – urządzenie grzejne, 6 – czujnik regulatora temperatury, 7 – izolacja termiczna wewnętrzna. Opracowanie aut. na podstawie [7]

4.3. POMIAR ODKSZTAŁCEŃ I PRZEMIESZCZEŃ

Pomiary przemieszczeń wykonywane są za pomocą indukcyjnych czujników przemieszczenia firmy HBM typu WA10, WA20, WA50 i WA100 [1].

Do pomiaru odkształceń używane są tensometry elektrooporowe o różnych długościach zależnych od badanych materiałów o długościach od 6 do 40 mm (il. 11).



Il. 11. Przykładowy tensometr pomiarowy (foliowy, 6 mm, HBM). Fot. aut.

Tensometry są podłączane w układzie półmostka do wzmacniaczy pomiarowych Quantum MX840 lub Spider8 firmy HBM, w zależności od niezbędnej liczby kanałów w danym badaniu. Pojedynczy układ pomiarowy składa się z tensometru pomiarowego przyklejonego do elementu mierzonego oraz tensometru kompensacyjnego naklejonego na nieobciążonym elemencie o zbliżonych wymiarach wykonanym z tego samego materiału. Oprogramowanie Catman Easy V3.1 [1], umożliwia wprowadzanie ustawień pomiarowych, tj. stałej tensometrycznej, czasu próbkowania i rejestracji oraz filtrów przeciwzakłóceńowych.

4.4. POMIAR I REJESTRACJA TEMPERATURY

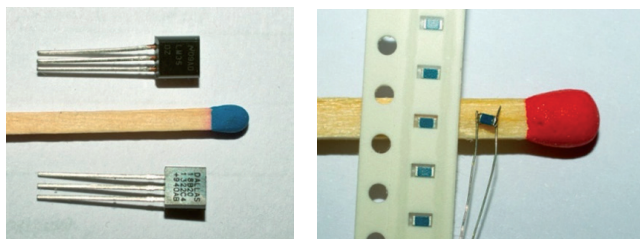
Pomiaru temperatury dokonuje się za pomocą półprzewodnikowych elementów analogowych (il. 12) oraz elektronicznych o cyfrowym 12-bitowym odczycie sygnału, których podstawowe parametry zestawiono w tabeli 2. Każdy moduł pomiarowy umożliwia rejestrację ciągłą dla ośmiu kanałów jednocześnie, z zadaniem krokiem czasowym, oraz współpracuje równocześnie z maszyną wytrzymałościową, czujnikami tensometrycznymi i czujnikami drogi w czasie rzeczywistym z archiwizacją danych.

Tabela 2

Elektroniczne czujniki do pomiaru temperatury. Opracowanie aut.

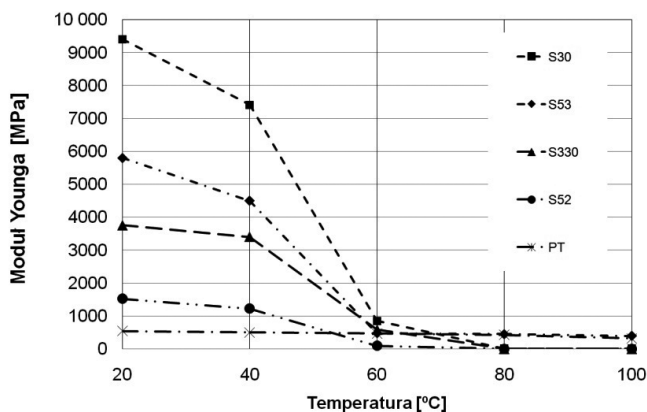
Oznaczenie	Producent	Zakres pomiarowy	Typ sygnału	Moduł pomiarowy
DS 18B20	MAXIM	-55 do +125°C	cyfrowy	AVT-5330
LM 35	TEXAS INSTRUMENTS	-55 do +150°C	analogowy	MX840
PT 100	VISHAY	-55 do +155 °C	analogowy	MX840

Czujniki PT100, ze względu na swe niewielkie wymiary ($0,45 \times 0,85 \times 1,55$ mm), mogą być zastosowane w warstwach skleiny o grubości poniżej 1 mm.

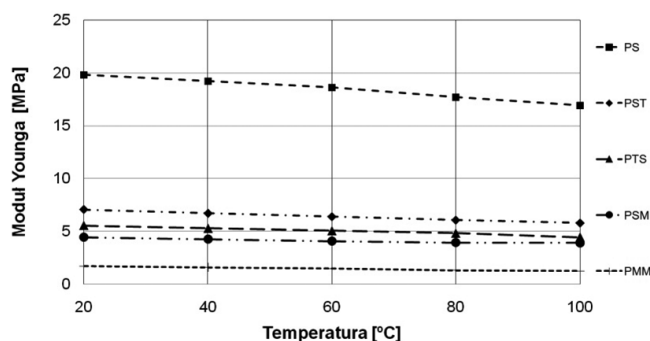


Il. 12. Czujniki temperatury: LM35 i DS18B20 (l) oraz PT100 (p). Fot. aut.

Na wykresie (il. 13) przedstawiono zmianę wyznaczonego modułu Younga w funkcji temperatury dla wybranych żywic epoksydowych oraz najtwardszego z badanych poliuretanów PT [3]. Dla wszystkich żywic widoczny jest znaczny spadek wartości modułu sztywności w okolicach 40°C, a po przekroczeniu temperatury 60°C osiąga on wartości zbliżone do porównywanych poliuretanów (il. 14). Takie zachowanie związane jest z przekroczeniem temperatury zeszklenia T_g i pracą żywic epoksydowych w stanie gumiatym oraz utratą wcześniejszych właściwości mechanicznych. Dla porównania na tym samym rysunku umieszczony został poliuretan PT, którego zachowanie w porównaniu do żywic jest bardzo stabilne.



Il. 13. Wykres zmian modułów Younga polimerów (sztywnych) w funkcji temperatury (dla badanych żywic epoksydowych oraz poliuretanu PT). Opracowanie aut. na podstawie [7]

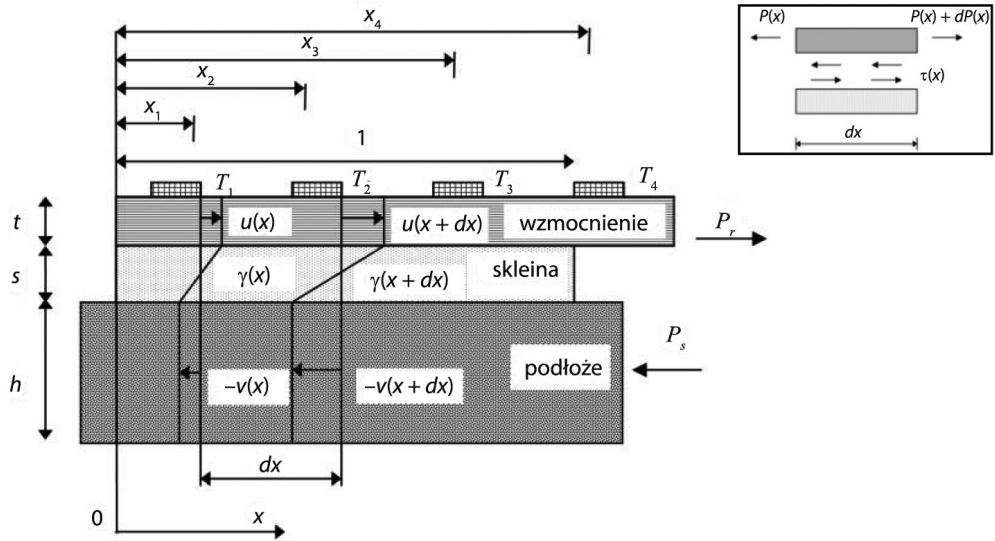


Il. 14. Wykres zmian modułów Younga polimerów (miękkich) w funkcji temperatury (dla pozostałych badanych poliuretanów). Opracowanie aut. na podstawie [7]

4.5. WYZNACZENIE ROZKŁADU NAPRĘŻEŃ W POŁĄCZENIU ŚCINANYM

Wyznaczenie rozkładu naprężeń w połączeniu ścinanym, przedstawionym schematycznie na il. 15, bazuje na analizie odkształceń ε otrzymanych w trakcie pomiarów z tensometrów T_i , rozmieszczonych po długości połączenia na elemencie wzmacniającym oraz na pomiarze wzajemnego przemieszczania s , mierzonego pomiędzy elementem wzmacniającym i podłożem (na początku oraz na końcu skleiny). W ten sposób, wykorzystując dane pomiarowe z czujników tensometrycznych oraz czujników przemieszczenia, można wyznaczyć uśrednione naprężenia styczne po długości skleiny zgodnie z równaniem (1). Dane eksperymentalne otrzymane z tensometrów pozwalają także na wyznaczenie rozkładu przemieszczeń zgodnie z równaniem (2) oraz na oszacowanie energii zniszczenia (pęknięcia) w połączeniu G_p , odpowiadającemu polu powierzchni w układzie naprężenie–przemieszczenie zgodnie z równa-

niem (3) [5, 6]. Równanie (1) opiera się na upraszczającym założeniu liniowego rozkładu odkształceń pomiędzy tensometrycznymi punktami pomiarowymi, a zatem pozwala wyznaczyć uśrednione wartości naprężeń stycznych pomiędzy tymi punktami.



Il. 15. Schemat obliczeniowy próby pojedynczego ścinania z zastosowaniem pomiaru tensometrycznego. Opracowanie aut.

$$\begin{cases} x_0 = 0 \quad \varepsilon_0 = 0 \text{ dla nieobciążonego brzegu} \\ \tau_0 = 0 \text{ dla nieobciążonego brzegu} \\ \tau_{i-1,i} = \frac{E_r A_r (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})}{b_r (x_i - x_{i-1})} \text{ dla } (i = 1, 2, 3, 4) \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} x_0 = 0 \quad \varepsilon_0 = 0 \text{ dla nieobciążonego brzegu} \\ \tau_0 = 0 \text{ dla nieobciążonego brzegu} \\ s_{0,1} = s_0 + (x_1 - x_0) \left[\frac{1}{2} \varepsilon_0 + \frac{1}{8} (\varepsilon_i - \varepsilon_0) \right] \text{ dla } (i = 1) \\ s_{i-1,i} = s_{i-2,i-1} + (x_i - x_{i-1}) \left[\frac{1}{2} \varepsilon_{i-1} + \frac{1}{8} (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-2}) \right] \text{ dla } (i = 2, 3, 4) \end{cases} \quad (2)$$

$$G_f = \int_0^{\infty} \tau ds \quad (3)$$

4.6. WPŁYW TEMPERATURY NA ROZKŁAD ODKSZTAŁCEŃ W POŁĄCZENIU ŚCINANYM DLA WYBRANYCH PODŁOŻY

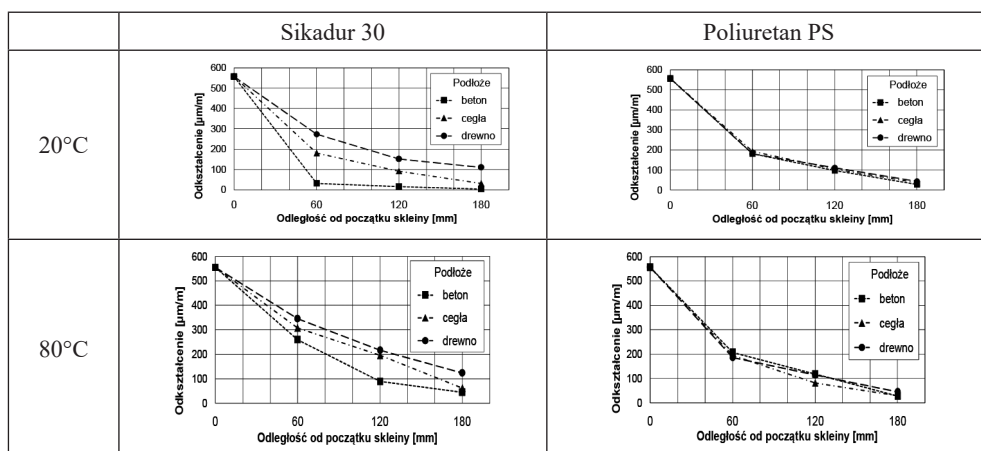
Rozkłady odkształceń (il. 15) taśmy wzmacniającej S512 [3] po długości połączenia dla przykładowo wybranego jednego kleju epoksydowego Sikadur 30 [3] i jednego kleju poliuretanowego Sika PS [3] wykonane w temperaturze 20 i 80°C na podłożu betonowym, ceglany oraz drewnianym, zostały wykonane w komorze temperaturowej dla stałej wartości siły wynoszącej 5 kN. Grubość warstwy skleiny w obydwu przypadkach wynosiła 1 mm.

Badania przeprowadzone zostały na próbkach wystarczonych powyżej 7 dni od wykonania po kilkugodzinnym przebywaniu w stałej temperaturze przed wykonaniem pomiarów. Rozkłady zmierzonych wartości odkształceń zaprezentowane zostały na il. 16. Można zaobserwować istotny wpływ temperatury na rozkłady odkształceń taśmy S512 połączenia ścinanego ze względu na zmianę wartości modułu Younga w przypadku kleju epoksydowego i stabilne zachowanie w przypadku poliuretanu PS. Dodatkową informację dostarcza też wpływ sztywności podłoża betonowego, drewnianego oraz ceglano na rozkłady odkształceń taśmy S512. W tabeli 3 podane zostały wartości modułu Younga zastosowanych materiałów w temperaturze 20 oraz 80°C.

Tabela 3

Wartości modułów Younga zastosowanych materiałów w 20 i 80°C. Opracowanie aut.

Temperatura	S512	Beton	Cegła S-M	Drewno (jodła)	Sikadur-30	Sika-PS	MPa
20°C	165000	32000	5700	9100/920	9410	19,8	
80°C	165000	32000	5700	9100/920	107	17,3	



Il. 16. Wykresy rozkładu odkształceń taśmy wzmacniającej S512 po długości połączenia dla przykładowo wybranego jednego kleju epoksydowego Sikadur 30 i jednego kleju poliuretanowego Sika PS w temperaturze 20 i 80°C na podłożu betonowym, ceglany oraz drewnianym. Opracowanie aut.

5. WNIOSKI

- Przemiana szklista dla materiałów epoksydowych zachodząca w warunkach normalnego użytkowania ma istotny wpływ na odkształcenia i naprężenia w połączeniu klejonym, w istotny sposób zmienia prace połączeń.
- Poliuretany, zastosowane jako warstwa skleiny, wykazują stabilne zachowanie w szerokim zakresie temperatury, nie zmieniając istotnie rozkładu odkształceń i naprężeń w połączeniu dla różnych sztywności warstw podłoża.
- Poliuretany bardzo dobrze kompensują powstające dodatkowe naprężenia termiczne w zmiennych warunkach temperatury, co ma istotny wpływ na trwałość połączeń.

LITERATURA

- [1] <https://www.hbm.com.pl/main/produkty.html> (dostęp: 08.2020)
- [2] <https://www.pol.sika.com/pl/dokumenty/pds-ki.html> (dostęp: 08.2020)
- [3] https://www.zwickroell.com/de-de/gebrauchte-pruefmaschinen/1012168_zwick1455_20kn (dostęp: 08.2020).
- [4] Kwiecień A., *Polimerowe złącza podatne w konstrukcjach murowych i betonowych*, Kraków 2012.
- [5] Rodacki K., *Nośność belek zespolonych drewniano-szklanych poddanych obciążeniom wielokrotnie zmiennym*, rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Kraków 2017.
- [6] Valluzzi M.R., Oliveira D., Caratelli A., Castori G., Corradi M., De Felice G., Garbin E., Garcia D., Garmendia L., Grande E., Ianniruberto U., Kwiecień A., Leone M., Lignola G.P., Lourenço P.B., Malena M., Micelli F., Panizza M., Papanicolaou C.G., Prota A., Sacco E., Triantafyllou T.C., Viskovic A., Zajac B., Zuccarino G., *Round Robin Test for Composite-To-Brick Shear Bond Characterization*, *Materials and Structures*, 45, 2012, 1761–1791.
- [7] Zajac B., *Ścinane połączenia sztywne i podatne pracujące w podwyższonej temperaturze*, Kraków 2018.
- [8] Zajac B., Kwiecień A., *Thermal stress generated in masonries by stiff and flexible bonding materials*, materiały pokonferencyjne, 9th International Masonry Conference, Guimarães, 2014.

MAŁGORZATA JANUS-MICHALSKA*

SPRĘŻYSTA TRANSFORMACJA MIKROSTRUKTURY W AUKSETYCZNYCH MATERIAŁACH KOMÓRKOWYCH W TEŚCIE ŚCISKANIA

ELASTIC PATTERN TRANSFORMATION IN MICROSTRUCTURE OF CELLULAR AUXETIC MATERIALS IN COMPRESSION TEST

STRESZCZENIE

Celem pracy jest zbadanie zmian w mikrostrukturze auksetycznego materiału komórkowego pod wpływem próby ściskania. Zmiany te są następstwem dużych ugięć i wyboczenia beleczek tworzących mikrostrukturę. Studium deformacji odpowiadającej testowi ściskania zostało przeprowadzone w programie MES ABAQUS przy użyciu elementów belkowych Timoshenki. Obliczenia prowadzą do otrzymania ścieżek nieliniowych oraz wyznaczenia krytycznych wartości naprężeń i odpowiadających im odkształceń. Do analizy przyjęto próbki materiału o różnej skali w stosunku do wielkości elementarnego segmentu, badając tym samym efekt skali. Na przykładzie dwóch podanych mikrostruktur zbadano wpływ parametrów mikrostruktury na przebieg nieliniowej ścieżki materiału jako continuum zastępczego.

Słowa kluczowe: materiały auksetyczne, transformacje w mikrostrukturze, stateczność sprężysta, obciążenie krytyczne

ABSTRACT

The goal of this paper is to investigate the pattern transformation in auxetic material microstructure in compression loading. Nonlinear behavior resulting from large microstructural beams deflection and buckling is analysed. Deformation study in compression test is performed using ABAQUS by conducting finite element calculation. Timoshenko beam elements are used for material microstructure discretization. Calculations lead to obtaining nonlinear equilibrium paths. The analysis allow to asses values of critical stress and critical strains. Specimens of increasing size consisting of elemental segments are analyzed. Influence of geometric microstructural parameters on the type of pattern transformation and response of material as equivalent continuum is studied.

Keywords: auxetic cellualars, pattern transformation, microstructural instability, critical load

* Dr inż. Małgorzata Janus-Michalska, Katedra Geotechniki i Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. WSTĘP

Metamateriały z mikrostrukturą to grupa materiałów o specyficznych własnościach mechanicznych wynikających z geometrii struktury wewnętrznej, jak i cech mechanicznych szkieletu. Materiały te wykazują zróżnicowanie sztywności w wybranych kierunkach oraz możliwość zwiększonej absorpcji energii sprężystej. Te cechy mogą być projektowane w celu uzyskania unikalnych własności mechanicznych. W materiałach komórkowych można to osiągnąć przez geometryczną aranżację mikrostruktury [14]. Anizotropię materiałów komórkowych tworzy się poprzez specjalny dobór kształtu komórek tworzących strukturę periodyczną. Specjalnie zaprojektowane własności mogą zostać osiągnięte głównie przez dostrojenie odpowiedniej anizotropii [24].

Materiały komórkowe wykazują zwiększoną zdolność absorpcji energii sprężystej dzięki możliwości osiągnięcia dużych deformacji w zakresie sprężystym [9]. Ta efektywna deformacja jest spowodowana zginaniem elementów belkowych tworzących mikrostrukturę. Nieliniowość materiału jako zastępczego kontinuum ma natomiast przyczynę wynikającą z utraty stateczności tych elementów. Własność absorbowania energii sprężystej efektywnego materiału komórkowego zastała opisana i przedyskutowana na przykładzie materiału z mikrostrukturą „plastra miodu” w pracach Papka i Kyriakidesa [22, 23], Triantafyllidisa i Schnaidta [26], Ohno et al. [20]. Przy obciążeniu osiągającym wartość krytyczną następuje transformacja układu belek w mikrostrukturze. W wyniku tej transformacji efektywne własności materiału mogą się zasadniczo zmienić [10].

Jedną ze specyficznych cech sprężystych jest deformowalność w kierunku prostopadłym do kierunku ściskania mierzona współczynnikiem Poissona. Materiały komórkowe dzięki specyficznemu układowi geometrii mikrostruktury mogą osiągać ujemną wartość współczynnika Poissona. Cecha ta nazywana jest auksetycznością, została po raz pierwszy opisana przez Lakesa w 1987. Główne prace nad auksetycznością materiałów komórkowych zapoczątkowane były przez Gibson oraz Ashby’go [9] i kontynuowane przez Lakesa, Kolpakova, Almgrena pod koniec XX wieku. Obecnie są rozwijane przez Evans, Scarpa and Aldersona. Różne aranżacje mikrostruktury prowadzące do auksetyczności są przedstawione w pracach Lakesa, Theocarisa, Smitha, Gaspara, Grima and Yanga. Przeglądu materiałów auksetycznych dokonało wielu autorów, w tym można zacytować pracę Prawoto [21] jako jedną z najnowszych.

Istnieją metamateriały posiadające zarówno dodatni, jak i ujemny współczynnik Poissona, zależnie od odkształcenia [14], które są projektowane głównie do celów biomedycznych [6–8, 24]. Tę cechę da się osiągnąć dzięki transformacji układu w mikrostrukturze związanej z utratą stateczności [10, 18]. Zjawisko to jest wyjaśnione szczegółowo w pracach Bertoldiego et al. [2] na przykładzie struktury dwuwymiarowej z kołowymi otworami.

Głównym celem niniejszego artykułu jest opis jednorodnej deformacji w materiale o mikrostrukturze „odwróconego plastra miodu” spowodowanej utratą stateczności jej składowych elementów. Kumulacja energii sprężystej jest osiągnięta dzięki dużym deformacjom wynikłym z wybożenia w komórkach mikrostruktury.

Jest kilka sposobów podejścia do badania zjawiska bifurkacji w nieskończonej strukturze periodycznej. Saiki w swojej pracy [25] proponuje metodę tzw. diagonalizacji do wyznaczenia rozmiaru reprezentatywnego elementu objętościowego oraz najniższej wartości krytycznej. Teoria przejścia między skalami micro–macro została zastosowana przez Saiki et al. do analizy zjawiska bifurkacji i zachowania pobifurkacyjnych materiałów komórkowych o strukturze periodycznej postrzeganych jako efektywne kontinuum. To podejście jest również opisywane w pracy Triantafyllidis i Schnaidta [26]. Inne podejście opisano w pracy Okumura Ohno et al. [19], gdzie zastosowana jest metoda zaburzenia propagacji fali.

Dla większości materiałów komórkowych przy ścisaniu próbki elementy mikrostruktury podlegają ścisaniu ze zginaniem, co prowadzi do ścieżki nieliniowej, z której można bezpośrednio odczytać krytyczną wartość obciążenia.

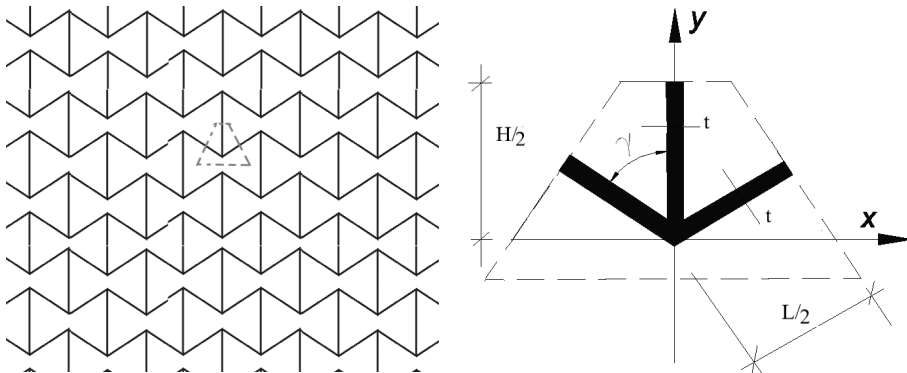
Laroussi [13] otrzymał nieliniowe ścieżki zależności naprężenia od odkształcenia dla pian o komórkach otwartych, stosując dwie metody. Pierwsza oparta jest na tradycyjnej metodzie określania wartości własnych dla reprezentatywnego elementu objętościowego o zwiększającej się wielkości. Druga metoda została wyznaczona na podstawie periodycznej wariacji przemieszczeń w elemencie objętościowym o minimalnej wielkości.

Kolejnym celem niniejszej pracy jest oszacowanie krytycznego obciążenia przy ścisaniu i wyznaczenie nieliniowej ścieżki zależności naprężenia od odkształcenia dla materiałów auksetycznych o strukturze „odwróconego plastra miodu”. Zrealizowano go przez budowanie segmentów o wzrastającej wielkości, dla których przeprowadzono symulacje metodą elementów skończonych. Studium efektu wpływu wielkości reprezentatywnej objętości przeprowadzono, aby określić krytyczną wartość obciążenia dla nieskończonego kontinuum. Testy numeryczne przeprowadzono za pomocą programu ABAQUS na przykładzie dwóch materiałów komórkowych o różnych geometrycznych parametrach mikrostruktury.

2. MIKROSTRUKTURA AUKSETYCZNEGO MATERIAŁU KOMÓRKOWEGO

Il. 1 przedstawia materiał komórkowy o nieskończonej regularnej strukturze „odwróconego plastra miodu”. Szkielet materiału jest złożony z odkształcalnych beleczek połączonych w sztywnych węzłach. Następujące parametry opisują geometrię mikrostruktury: H – długość beleczki pionowej, L – długość beleczki ukośnej, γ – kąt między sąsiednimi beleczkami, t – szerokość beleczek. Grubość struktury w kierunku prostopadłym do płaszczyzny przyjęto jako jednostkową: $g = 1$.

Klasyczna teoria homogenizacji podana przez Nemata i Nasera [16, 17] przedstawia algorytm pozwalający wyznaczyć macierz sztywności i wytrzymałość dla ekwiwalentnego kontinuum. Analizę oparto na rozwiązaniu dla najmniejszego powtarzalnego elementu zwanego w literaturze Representative Volume Element (RVE). Wyznaczenie własności kontinuum dla przedstawionego tu materiału auksetycznego na podstawie teorii mikromechaniki znajduje się także w pracy [12].



Il. 1. Mikrostruktura oraz jednostkowa reprezentatywna komórka mikrostruktury i jej parametry geometryczne. Opracowanie aut.

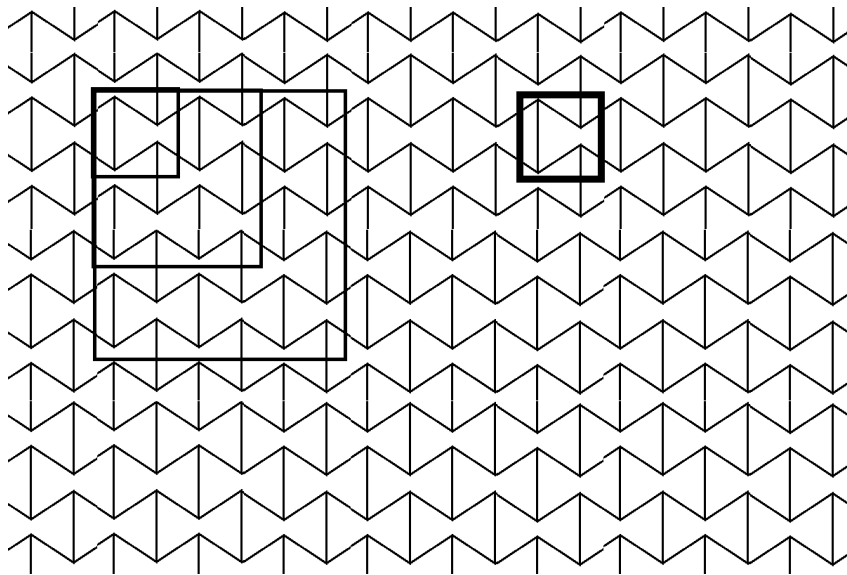
3. KONCEPCJA SKOŃCZENIE WYMIAROWEGO SEGMENTU DO ANALIZY UTRATY STATECZNOŚCI

Analiza stateczności ciał o strukturze periodycznej przeprowadzona przez Geymonata [8] wskazuje, że postacie wybočenja w mikrostrukturze mogą mieć znacznie większą długość niż ta, która może być opisana wewnątrz obszaru jednostkowej komórki reprezentatywnej. Jest to przyczyną zastosowania tzw. rozszerzonej komórki reprezentatywnej [15], nazwanej często skończenie wymiarowym segmentem. Zależnie od wielkości segmentu mogą pojawiać się różne postacie bifurkacji i związane z nimi obciążenia krytyczne. Za krytyczną wartość obciążenia przyjmuje się kres dolny obciążeń krytycznych po wszystkich segmentach o zwiększających się rozmiarach. Dla każdej wartości obciążenia krytycznego odpowiadająca postać wybočenja jest interpretowana jako sprężysta transformacja w mikrostrukturze.

Jakkolwiek metoda ta nie daje odpowiedzi odnośnie do struktury nieskończenie wymiarowej, to zważywszy, że wszelkie próbki materiału w rzeczywistości mają wymiar skończony, możemy za jej pomocą oszacować obciążenie krytyczne i określić mechanizm deformacji. Laroussi [13] zwraca uwagę, że w idealnych strukturach periodycznych do określenia wartości obciążenia krytycznego wystarczy analiza segmentów o wymiarze równym kilkukrotnej długości jednostkowej komórki reprezentacyjnej.

Należy podkreślić, że tylko periodyczne warunki brzegowe gwarantują tę samą nieliniową ścieżkę równowagi dla zwiększającego się segmentu skończenie wymiarowego. Dla innych warunków brzegowych, które bardzo często są realizowane, np. w rzeczywistym eksperymencie, należy spodziewać się efektu skali oraz efektu brzegowego i jego wpływu na nieliniową ścieżkę równowagi. Reasumując, metoda skończenie wymiarowego segmentu staje się kluczowa do oszacowania krytycznego obciążenia rzeczywistych próbek materiału oraz weryfikacji eksperymentalnej.

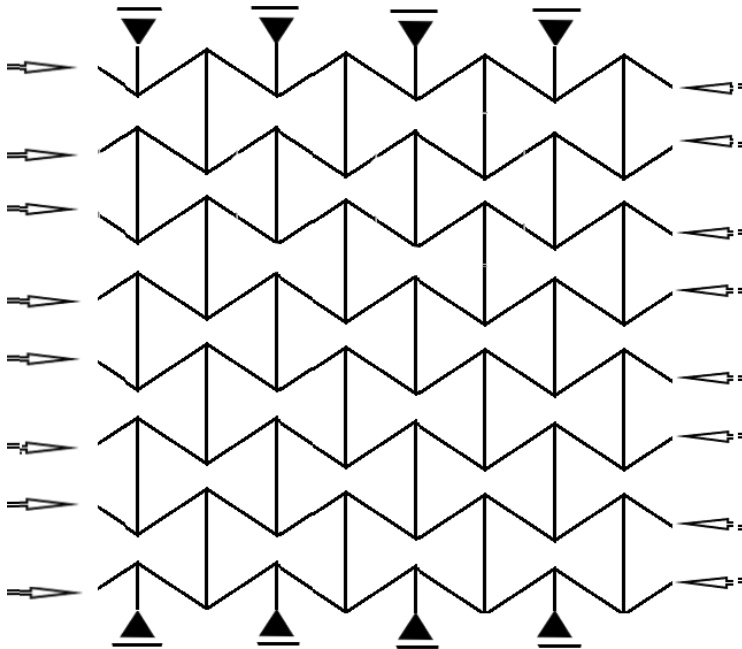
Zdefiniujmy strukturalny segment o wymiarach $D1_0 \times D2_0$, jak pokazano pogrubioną linią na il. 2 (górny prawy róg). Próbki S1, S2, S3... o współczynniku skali $d = 1, 2, \dots$ dla zwiększających się wymiarów $D1 \times D2$, gdzie: $D1 = d \cdot D1_0$, $D2 = d \cdot D2_0$, mają te same warunki brzegowe dla każdej próbki. Próbki o zwiększających się wymiarach pokazane są w lewym górnym rogu na il. 2.



Il. 2. Mikrostruktura auksetycznego materiału komórkowego z zaznaczonymi segmentami skończenie wymiarowymi. Opracowanie aut.

4. TEST ŚCISKANIA

W celu symulacji testów ściskania rozważono segmenty o skończonych wymiarach. Segment jest poddany jednorodnemu ściskaniu w kierunku poziomym. Warunki brzegowe odpowiadające testowi ściskania pokazano na il. 3. Suma sił na brzegu podzielona przez jego powierzchnię daje nominalne naprężenie. Do obliczenia nominalnych odkształceń należy wyznaczyć iloraz przemieszczenia brzegu przez długość krawędzi pionowej.



Il. 3. Test ściskania. Opracowanie aut.

W pracy zastosowano metodę określenia wartości naprężeń krytycznych wybraną na podstawie [4]. Wyznaczono ścieżki nieliniowe dla segmentów o wzrastających wymiarach. Obciążenie krytyczne odnoszące się do określonej transformacji w mikrostrukturze wyznaczone jest jako maksimum na ścieżce nieliniowej. Infimum zbioru krytycznych obciążeń dla wszystkich rozważanych obciążeń krytycznych wyznacza obciążenie krytyczne dla rozważanego materiału.

5. SYMULACJE NUMERYCZNE

Symulacje numeryczne zostały przeprowadzone za pomocą programu metody elementów skończonych ABAQUS/Standard przy zastosowaniu analizy nieliniowej. Wszystkie nieliniowe ścieżki wyznaczono dla wzrastającego współczynnika skali. Utrata stateczności w mikrostrukturze skutkuje transformacją układu oraz daje nieliniową odpowiedź materiału zależną od geometrii tej mikrostruktury oraz zastosowanych warunków brzegowych.

Niestateczności mikrostruktury mogą być również badane przez zastosowanie procedury perturbacji liniowej. W takim przypadku należy wprowadzić imperfekcje w mikrostrukturze, które pozwolą na przeprowadzenie analizy.

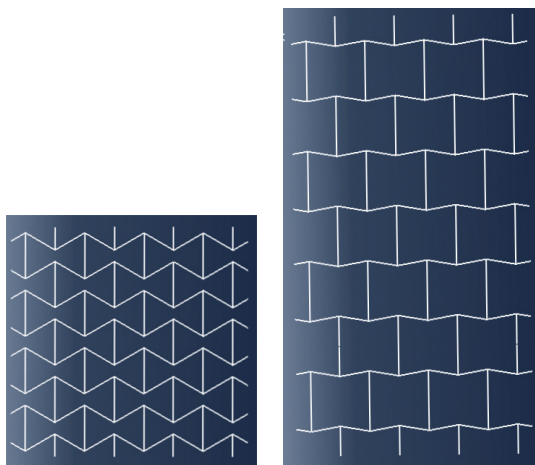
5.1. PARAMETRY MIKROSTRUKTURY

Wybrano dwa materiały wykonane z poliamidu PA6. Ich parametry mikrostrukturalne zostały zestawione w Tabeli 1. Przykłady próbek tych materiałów pokazano na il. 4.

Tabela 1

Parametry mikrostrukturalne [9]

Typ	Parametry geometryczne szkieletu [mm]	Moduł Younga szkieletu materiału
1	$H = 10,0 L = 7,5 t = 1,0 \beta = 60^\circ$	$E_s = 1800 \text{ MPa}$
2	$H = 16,0 L = 8,0 t = 1,0 \gamma = 80^\circ$	$E_s = 1800 \text{ MPa}$



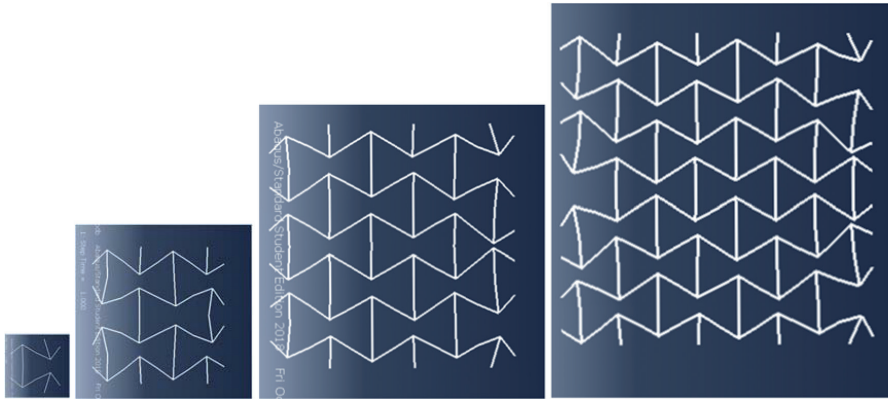
Il. 4. Dwie mikrostruktury. Opracowanie aut.

5.2. DYSKRETYZACJA MIKROSTRUKTURY

Dyskretyzację mikrostruktur dokonano za pomocą elementów belkowych Timoshenki. Założono dokładność względną wyników 2% osiągniętą poprzez zagęszczenie siatki.

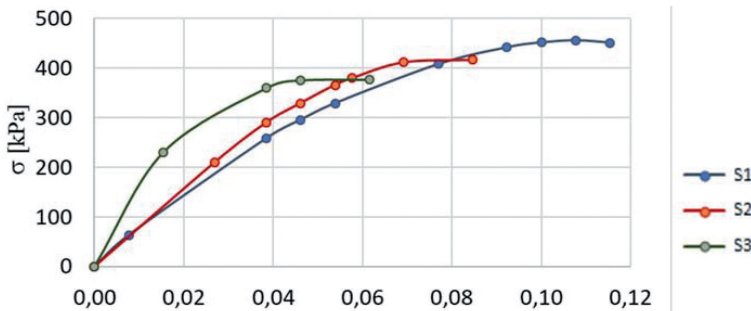
6. WYNIKI

Deformacje mikrostruktury 1, odzwierciedlające transformację sprężystą dla segmentów S1, S2, S3... o zwiększających się wymiarach, przedstawiono na il. 5. Obliczenia porównawcze wskazują, że transformacja jest zależna od pierwotnej geometrii mikrostruktury.



Il. 5. Postacie deformacji na przykładzie mikrostruktury 1. Opracowanie aut.

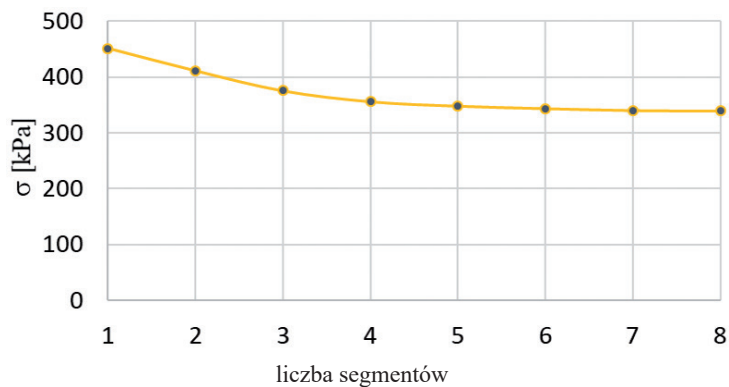
Na il. 6 i 8 przedstawiono wykres nominalnego naprężenia w funkcji nominalnego odkształcenia kolejno obydwu struktur przy różnych współczynnikach skali. Przedstawione krzywe wskazują na początkowo liniowe zachowanie sprężyste, które zmienia się w nieliniowe i osiąga maksimum.



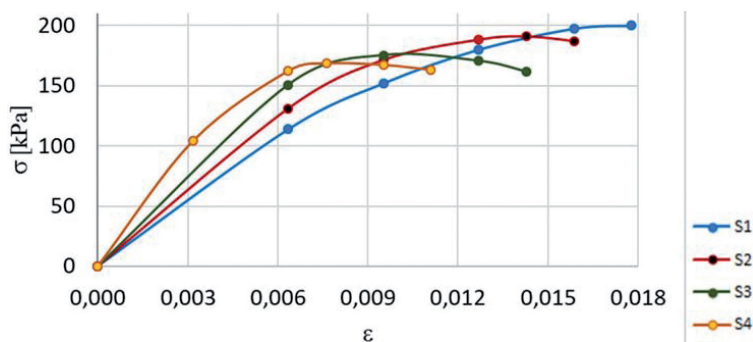
Il. 6. Naprężenie nominalne w zależności od odkształcenia nominalnego dla segmentów S1, S2, S3 o zwiększających się wymiarach dla mikrostruktury 1. Opracowanie aut.

Wygenerowane wykresy, przedstawione na il. 7 oraz 9, dla każdej ze struktur wskazują na efekt skali i wykazują asymptotyczny spadek naprężenia krytycznego wraz ze wzrostem wielkości próbki. Testy numeryczne potwierdzają, że transformacje w mikrostrukturze mają charakter sprężysty i są odwracalne po zdjęciu obciążenia.

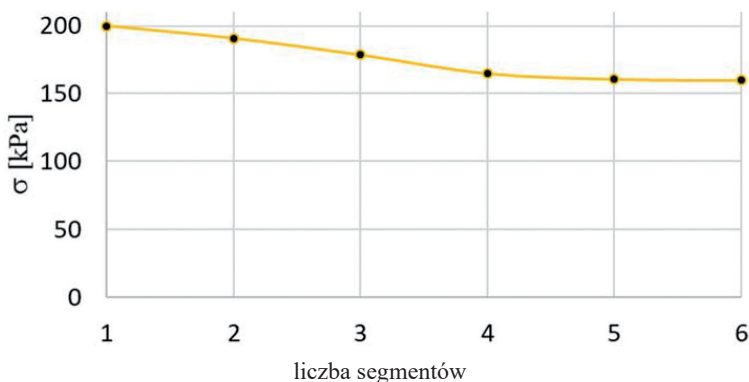
Ścieżka naprężenie–odkształcenie może również posłużyć do oszacowania możliwej absorpcji energii sprężystej. W przypadku pierwszej struktury maksimum naprężeń wynosi 450 kPa przy odkształceniu 0,06; w przypadku drugiej – maksimum wynosi około 200 kPa przy odkształceniu 0,009, co daje możliwość kumulacji energii około 15 razy mniejszej niż dla pierwszej struktury. Wskazuje to na możliwość projektowania mikrostruktury ze względu na pożądaną wielkość absorbowanej energii.



II. 7. Wykres krytycznego naprężenia w zależności od kolejnych współczynników skali $d = 1, 2, 3, \dots$ odpowiadających wzrastającym wymiarom próbki dla mikrostruktury 1. Opracowanie aut.



II. 8. Naprężenie nominalne w zależności od odkształcenia nominalnego dla segmentów S1, S2, S3, S4 o zwiększających się wymiarach mikrostruktury 2. Opracowanie aut.



II. 9. Wykres krytycznego naprężenia w zależności od kolejnych współczynników skali $d = 1, 2, 3, \dots$ odpowiadających wzrastającym wymiarom próbki dla mikrostruktury 2. Opracowanie aut.

7. WNIOSKI

Przeprowadzono studium nieliniowej deformacji dwuwymiarowej auksetycznej struktury komórkowej. Deformacja prowadząca do transformacji mikrostruktury powstaje wskutek dużych ugięć spowodowanych przez ugięcia beleczek mikrostruktury przy udziale sił ściskających.

Do oszacowania krytycznej wartości obciążenia ściskającego dla nieskończonej struktury zastosowano podejście oparte na rozwiązaniu dla zwiększającego się elementu reprezentatywnego. W teście ściskania obserwowalny jest efekt brzegowy oraz efekt skali.

Zastosowano analizę metodą elementów skończonych na podstawie obliczeń wykonanych za pomocą programu ABAQUS. Otrzymane ścieżki nieliniowe posłużyły do określenia krytycznego naprężenia ściskającego oraz oszacowania energii sprężystej. Testy numeryczne wskazują na zależność od parametrów geometrycznych mikrostruktury. Mechaniczne własności wyznaczone w powyższy sposób mogą być porównane z eksperymentem.

LITERATURA

- [1] Ameen M.M., Rokoś O., Peerlings R.H., Geers M.G.D., *Size effects in nonlinear periodic materials exhibiting reversible pattern transformations*, Mechanics of Materials, 2018, 124, 55–70.
- [2] Bertoldi K., Reis P.M., Willshaw S., Mullin T., *Negative Poisson's ratio behavior induced by an elastic instability*, Advances. Mater., 2010, 22(3), 361–366.
- [3] Bertoldi K., Boyce M.C., Deschanel S., Prange S.M., Mullin T., *Mechanics of deformation-triggered pattern transformations and superelastic behavior in periodic elastomeric structures*, Journal of Mechanics and Physics of Solids, 2008, 56, 8, 2642–2668.
- [4] Combescure Ch., Henry P., Elliot R., *Post-bifurcation and stability of finitely strained hexagonal honeycomb subjected to equi-biaxial in-plane loading*, International Journal of Solids and Structures, 2016, 88–89, 296–318.
- [5] Dong Z., Li Ying, Zhao T., Wu W., Xiao D., Liang J., *Experimental and numerical studies on the compressive mechanical properties of metallic auxetic reentrant honeycomb*, Materials and Design, 2019, 182, 108036.
- [6] Fu M.H., Yu Chen, Hu L., *Bilinear elastic characteristic of enhanced auxetic honeycombs*, Composite Structures, 2017, 175, 191–110.

- [7] Fu M.H., Yu Chen, Hu L., *A novel auxetic honeycomb with enhanced in-plane stiffness and buckling strength*, Composite Structures, 2017, 160, 547–585.
- [8] Geymonat G., Muller S., Triantafyllidis N., *Homogenization of nonlinearly elastic materials, microscopic bifurcation and macroscopic loss of rank-one convexity*, Arch. Ration. Mech. Anal., 1993, 122, 231–290.
- [9] Gibson L.J., Ashby M.F., *Cellular Solids: Structure and Properties*, Cambridge University Press, Cambridge 1997.
- [10] Holmes Douglas P., *Elasticity and stability of shape-softening structures*, Colloid and Interface Science, Elsevier, 2019, 40, 118–137.
- [11] Jiang Y., Rudra B., Shim J., Li Y., *Limiting strain for auxeticity under large compressive deformation: Chiral versus re-entrant cellular solids*, International Journal of Solids and Structures, 2019, 162, 87–95.
- [12] Janus-Michalska M., *Micromechanical Model of Auxetic Cellular Materials*, Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2009, 4, 47, 5–22.
- [13] Laroussi M., Sab K., Alaoui A., *Foam mechanics: nonlinear response of an elastic 3D-periodic microstructure*, International Journal of Solids and Structures, 2002, 39, 3599–3623.
- [14] Mitschke H., Schury F., Mecke K., Wein F., Stingl M., Schroder-Turk G., *Geometry: The leading parameter for the Poisson's ratio of bending-dominated cellular solids*, International Journal of Solids and Structures, 2016, 100–101, 1–10.
- [15] Muller S., *Homogenization of nonconvex integral functionals and cellular elastic materials*, Arch. Ration. Mech. Anal., 1987, 99, 189–212.
- [16] Nemat-Nasser S., Hori M., *On micromechanics theories for determining micro-macro relations in heterogeneous solids*, Mechanics of Materials, 1999, 31, 667–682.
- [17] Nemat-Naser S., Hori M., *Micromechanics*, 2nd edition, Elsevier, 1999.
- [18] Nguyen C., Ho D.T., Choi Seung., Chun Doo-Man, Kom S.Y., *Pattern transformation induced by elastic instability of metallic porous structures*, Computational Materials Science, 2019, 157, 17–24.
- [19] Okumura D., Ohno N., Noguchi H., *Elastoplastic microscopic bifurcation and post-bifurcation behavior of periodic cellular solids*, Journal of Mechanics and Physics of Solids, 2004, 52, 641–666.
- [20] Ohno N., Okumura D., Noguchi H., *Microscopic symmetric bifurcation condition of cellular solids based on a homogenization theory of finite deformation*, Journal of Mechanics and Physics of Solids, 2002, 50, 1125–1153.
- [21] Prawoto Y., *Seeing auxetic materials from the mechanics point of view: A structural review on the negative Poisson's ratio*, Computational Materials Science, 2012, 58, 140–153.
- [22] Papka S.D., Kyriakides S., *In-plane compressive response and crushing of honeycomb*, Journal of Mechanics and Physics of Solids, 1994, 42, 1499–1532.

- [23] Papka S.D., Kyriakides S., *Biaxial crushing of honeycombs. Part I: Experiments*, International Journal of Solids and Structures, 1999, 36, 4367–4396; *Part II: Analysis*, 1999, 36, 4397–4423.
- [24] Ren X., Shen Ji., Tran P., Ngo T., *Design and characterization of a tunable 3D buckling-induced auxetic material*, Materials and Design, 2018, 336–342.
- [25] Saiki I., Terada K., Ikeda K., Hori M., *Appropriate number of unit cells in a representative volume element for micro-structural bifurcation encountered in multi-scale modeling*, Comput. Meth. Appl. Mech. Eng., 2002, 191, 2561–2585.
- [26] Triantafyllidis N., Schnaidt W.C., *Comparison of microscopic and macroscopic instabilities in a class of two-dimensional periodic composites*, Journal of Mechanics and Physics of Solids, 1993, 41, 1533–1565.