POLITECHNIKA ŚLĄSKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
KATEDRA GEOTECHNIKI

Magdalena KOWALSKA

IDENTYFIKACJA PARAMETRYCZNA MODELI GRUNTÓW W ZAGADNIENIACH GEOTECHNIKI

ROZPRAWA DOKTORSKA

Promotor: prof. zw. dr hab. inż. Maciej GRYCZMAŃSKI

Gliwice, czerwiec 2009

„Wszystko powinno się robić tak prosto, jak to tylko możliwe, ale nie prościej”

Albert Einstein (1879 - 1955)

SPIS TREŚCI

Uwaga: numeracja załączników odpowiada numeracji odpowiadających im rozdziałów.

1. WSTĘP

1.1. PRZEDMIOT ROZWAŻAŃ

Pojęcie “parametry” bywa w geotechnice różnie rozumiane i używane. Odzwierciedleniem tego są trzy poziomy definicji parametrów, które zasadniczo różnią się, co do teoretycznej poprawności i adekwatności. Można to lapidarnie ująć używając terminów:

1) parametry geotechniczne,
2) parametry mechaniczne gruntów,
3) parametry modeli konstytutywnych gruntów.

Przez „**parametry geotechniczne**” rozumie się wszelkie charakterystyki liczbowe reprezentujące masyw gruntowy w analizach projektowych nośności lub stateczności, osiadań i ich nierównomierności, niekiedy przepływów wody lub zanieczyszczeń. Używa się ich bez wnikania w naturę fizyczną i ocenę dystansu do rzeczywistości. Dotyczy to zarówno wartości podanych w literaturze lub normach, jak i wyników bezzasadnie uproszczonych testów laboratoryjnych (np. edometrycznych lub trójosiowych). Przykładem takiego rozumienia jest powszechne stosowanie wartości parametrów c, ϕ, E wybranych z tabel w normie PN-81/B-03020 na podstawie tylko rodzaju i stanu gruntu, jak również błędne stosowanie wyników testu UU do zagadnień geotechnicznych, w których występuje pełny drenaż i powolne obciążenie. Parametrami geotechnicznymi w tym ujęciu będą też wskaźnik i stopień plastyczności I_p i I_L, stopień zagęszczenia I_D, wskaźnik porowatości e itp.

Hasło „**parametry mechaniczne gruntów**” jest pojęciem węższym i odnosi się do podstawowych charakterystyk liczbowych, opisujących wytrzymałość i odkształcalność gruntów, czasem ich filtrację. Chodzi o parametry pojmowane jako wielkości fizyczne, takie jak moduły odkształcenia E i E_0, kąt tarcia wewnętrznego ϕ' i spójność c', moduły edometryczne M i M_0, m_v, współczynniki C_c i C_s. Są one wyznaczane we właściwie zaplanowanych badaniach laboratoryjnych (trójosiowych, edometrycznych). Oszacowania tych parametrów mogą również być wynikiem penetracyjnych badań polowych.

Wysokiej jakości badania penetracyjne, takie jak sondowanie SCPTU (Lunne i in., 1997), czy DMT (Marchetti, 1980; Marchetti i in., 2008) oraz, do pewnego stopnia, badania presjometrem (Tarnawski, 2007) mają tu tę przewagę nad badaniami laboratoryjnymi, że dzięki swojej szybkości, umożliwiają uzyskanie nie tylko ciągłej charakterystyki zmienności warunków gruntowych, w tym wartości „parametrów mechanicznych”, na głębokości, ale również ich rozkładów przestrzennych (Młynarek i in., 2005). Dodatkowo sondowania statyczne mogą być pomocne w rozpoznaniu stanu naprężeń początkowych w podłożu przez określenie stopnia prekonsolidacji gruntu OCR oraz współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_0 (Młynarek i Wierzbicki, 2005). Warto tu wspomnieć, że oszacowania parametrów na podstawie testów penetracyjnych zależą również od wyników bardziej kosztownych i czasochłonnych testów przeprowadzanych w warunkach laboratoryjnych, a tym samym ich jakość zależy pośrednio od jakości tych ostatnich. Wynika to z faktu, że wartości parametrów mechanicznych gruntów uzyskiwane są na podstawie korelacji między wartościami

mierzonymi w badaniu penetracyjnym a szukanymi parametrami wyznaczonymi dla podobnych warunków gruntowych w zaawansowanych badaniach laboratoryjnych.

Słabością dyskutowanej definicji parametrów jest ich rozważanie w oderwaniu od modeli konstytutywnych. Nadaje się im sens uniwersalny, podczas gdy specyfikują one tylko jeden z dwóch modeli uwzględniających liniowo – sprężystą izotropię i idealną plastyczność stowarzyszoną z warunkiem Coulomba – Mohra (CM) lub Druckera – Pragera (DP). W standardowym opisie podłoża gruntowego, będącym wstępem do projektowania, nie znajdzie się takich parametrów jak kąt dylatancji ψ, nachylenie (w skali półlogarytmicznej) linii normalnej konsolidacji i izotropowego odciążenia: λ i κ; mimo, że są to równorzędne parametry mechaniczne, tyle, że specyfikujące inne popularne modele (w tym: modele teorii stanu krytycznego).

Szacowanie parametrów modeli bardziej zawansowanych niż model CM na podstawie badań penetracyjnych napotyka na trudności związane z samą techniką badania. Wciskanie stożka sondy statycznej powoduje rozpychanie cząstek gruntu, co za tym idzie mierzone charakterystyki dotyczą właściwie tylko stanu zniszczenia. Wynika stąd, że w standardowym teście CPTU najbardziej wiarygodne są parametry wyznaczane dla stanu krytycznego – ϕ', c', s_u. Opcja sejsmiczna sondy wykorzystująca przepływ wzbudzanych fal poprzecznych dostarcza natomiast danych o początkowym module ścinania G_0, czy edometrycznym module ściśliwości M_0 w zakresie bardzo małych odkształceń. Otrzymujemy zatem informacje o początku i końcu ścieżki naprężenia w kolejnych punktach profilu podłoża. Gdyby zachowanie gruntu w stanie przed zniszczeniem było idealnie sprężyste, na tej podstawie można by wprost wnioskować o zachowaniu podłoża w sytuacjach pośrednich, m.in. obciążeń eksploatacyjnych. Tymczasem grunt jest ośrodkiem niezwykle skomplikowanym, wielofazowym, nie dającym się opisać w sposób wyczerpujący przy użyciu tylko najprostszych liniowo sprężystych związków konstytutywnych. Dla projektowania zwykle jest istotne przewidywanie zjawisk w pełnym zakresie stanów naprężenia i odkształcenia, jakim podlega badane podłoże. Z tego powodu wyniki badań polowych traktuje się zazwyczaj jako pierwsze przybliżenie i uzupełnia rozpoznanie podłoża o rezultaty wysokiej jakości badań laboratoryjnych. Pożądana jest wtedy analiza numeryczna, wykorzystująca bardziej zaawansowane modele konstytutywne. Dotyczy to przynajmniej najsłabszych warstw masywu gruntowego, decydujących o nośności podłoża i osiadaniach konstrukcji.

Na trzecim, najwyższym poziomie definicji, należy umieścić „**parametry modeli konstytutywnych gruntów**”, pojmowane jako wielkości liczbowe, które identyfikują ilościowo związki naprężenie – odkształcenie w ścisłym powiązaniu ze stosowanym w analizie konkretnym modelem konstytutywnym gruntu. Tak też będą rozumiane „parametry” w niniejszej dysertacji.

Parametry modeli konstytutywnych są z założenia stałe w obszarze masywu gruntowego lub jego jednorodnej strefy i nie zmieniają się w procesie obciążenia. Jest to założenie poprawne z punktu widzenia mechaniki ośrodków ciągłych, które jednak w odniesieniu do istniejących modeli konstytutywnych gruntów nie znajduje potwierdzenia w wynikach badań doświadczalnych. Jeśli pod pojęciem kalibrowania rozumieć będziemy optymalny dobór wartości parametrów, taki, aby teoretyczna odpowiedź modelu na obciążenie symulowała w sposób możliwie dokładny rzeczywiste zachowanie gruntu, reprezentowane przez wyniki badań doświadczalnych, wówczas okazuje się, że parametry te zależą w mniejszym lub większym stopniu od historii

obciążenia. Pod pojęciem historii rozumie się tu pełny przebieg ścieżki obciążenia, w przestrzeni naprężeń lub odkształceń, jej długość i kształt, oraz z reguły także rozkład obciążenia w czasie. Parametry zależą tym samym od przebiegu procesów gruntotwórczych, mających wpływ na warunki początkowe w rozważanej warstwie podłoża, od wielkości i rozkładu obciążeń powierzchniowych i położenia elementu gruntowego w masywie, a nie tylko od właściwości materiałowych ośrodka.

W wyniku rozwoju sprzętu laboratoryjnego (m.in. skonstruowania aparatu prawdziwego trójosiowego ściskania, czy aparatu „hollow cylinder") i metod komputerowych, możliwe jest dzisiaj sprawdzenie zachowania próbek gruntu w warunkach złożonego trójwymiarowego stanu obciążenia, ze zmianami kierunków naprężeń głównych, z obserwacją wpływu czasu, niepełnej saturacji itd. W rezultacie powstaje coraz więcej skomplikowanych modeli konstytutywnych obejmujących różnorodne aspekty zachowania gruntu. Wraz z uniwersalnością modelu rośnie, niestety, liczba parametrów (Lade, 2005). Ciekawym przykładem jest prognoza Scotta (1988), który przewidywał, że przy trendzie aktualnym w 1988 roku, liczba ta może osiągnąć absurdalną wartość 184 w roku 2000. W nowszym opracowaniu Ladego (2005) liczba parametrów zestawionych modeli nie przekracza, na szczęście, 21. Nie zmienia to jednak faktu, że już przy kilkunastu parametrach trudno szukać ich fizycznej interpretacji, tak jak ma to miejsce z powszechnie rozpoznawalnymi parametrami: ϕ', c', E, ν. Modelem idealnym można by nazwać taki, który przy stałych wartościach parametrów symulowałby dokładnie zachowanie się gruntu, niezależnie od warunków brzegowych zadania oraz geologicznej i eksploatacyjnej historii obciążenia. Biorąc jednak pod uwagę złożoność procesów i praw rządzących zachowaniem gruntu, model ten musiałby mieć chyba nieskończoną liczbę parametrów. Rozsądne wydaje się więc podejście zakładające wykorzystanie prostszych, łatwiejszych do implementacji, modeli konstytutywnych, z jednoczesnym uzależnieniem optymalnych wartości ich parametrów od zjawisk istotnych dla konkretnego analizowanego zadania geotechnicznego. Najprostszym przykładem jest propozycja Davisa i Poulosa (1968), aby moduł Younga w stosowanym przez nich modelu liniowo sprężystym wyznaczać z badań trójosiowych dla zakresu naprężeń odpowiadających rzeczywistemu obciążeniu analizowanego obiektu. Estymacja parametrów zastosowanego modelu powinna się zatem odnosić do problemu brzegowego, przy uwzględnieniu niepewności o charakterze losowym.

Sformułowanie takiego zagadnienia nieliniowej regresji wymaga wyboru statystycznego kryterium optymalizacji, jak również ogólnej strategii kalibrowania (lokalne lub globalne), implikującej zbiór zmiennych decyzyjnych (stany odkształcenia lub naprężenia w elemencie gruntowym podłoża lub pole przemieszczeń). W przypadku kalibrowania lokalnego powstaje problem strategii szczegółowej, wynikający z niemożności uwzględnienia wszystkich ścieżek obciążenia w całym masywie gruntowym.

Najbardziej powszechne jest kalibrowanie modeli na podstawie definicji. Badania laboratoryjne są wówczas ukierunkowane na identyfikację wartości wyłącznie wybranego parametru/parametrów, przy czym dotyczy to tylko tych, którym nadano sens fizyczny. Stosuje się proste ścieżki naprężenia. Przykładem niech będą parametry modelu Modified Cam Clay (MCC). Każdy z pięciu parametrów: Γ, M, λ, κ, ν można wyznaczyć z innego testu w konwencjonalnym aparacie trójosiowego ściskania. Parametr λ definiowany jest jako nachylenie linii normalnej konsolidacji (wykresu

zależności wskaźnika porowatości *e* od logarytmu naturalnego efektywnego ciśnienia średniego *p'* w teście izotropowego ściskania). Natomiast κ oznacza nachylenie analogicznego wykresu, ale przy izotropowym odciążeniu lub ponownym obciążeniu. Wielkość Γ-*1* jest początkową rzędną linii stanu krytycznego przy jednostkowym ciśnieniu średnim *p'*. Parametr *M* jest nachyleniem linii stanu krytycznego w przestrzeni naprężeń *p'-q* wyznaczanym zwykle w standardowych badaniach trójosiowych (przy stałym ciśnieniu wody w komorze). Współczynnik Poissona ν powinien natomiast być wyznaczony jako ujemna wartość stosunku odkształceń poziomych do odkształceń pionowych w teście jednoosiowego ściskania bez ciśnienia wody w komorze. Omawiany rodzaj kalibrowania lokalnego stosowany jest zwykle jako pierwsza specyfikacja każdego nowego modelu.

Obok szacowania parametrów na podstawie definicji i korespondujących programów obciążenia o ograniczonej reprezentatywności, wchodzi w rachubę strategia regularnej sieci ścieżek w dozwolonej przestrzeni naprężeń i daleko praktyczniejsza metodyka ścieżek reprezentatywnych dla zagadnienia brzegowego. Otrzymujemy wówczas przypadek uniwersalny: parametry stają się współczynnikami nieliniowej regresji wyników eksperymentu, uwzględniającymi losowy charakter zjawisk w gruncie, tracąc swój „fizyczny" sens, a kalibrowanie modelu staje się zagadnieniem optymalizacji. Takie kalibrowanie jest koniecznością w modelach, których parametry nie mają klarownego znaczenia fizycznego jak np. parametry *C* i μ w modelu NAHOS (Gryczmański i in., 1998), czy μ w modelu S-CLAY1 (Wheeler i in., 2003). Ma ono również istotne znaczenie dla weryfikacji istniejących modeli konstytutywnych.

Sugestie zawarte w powyższych rozważaniach wyznaczają obszar tematyczny rozprawy. Ustalenie jej celu naukowego musi być poprzedzone przeglądem aktualnego stanu badań w tym zakresie, co jest przedmiotem następnego rozdziału.

1.2. AKTUALNY STAN BADAŃ

1.2.1. Uwagi wstępne

Przegląd literatury reprezentującej aktualny stan wiedzy w zakresie tematyki dysertacji podzielony został na dwie części.

Pierwsza dotyczy zależności odpowiedzi gruntu od szeroko pojętej historii obciążenia i warunków brzegowych zagadnienia. Ma ona wykazać, parametry modeli konstytutywnych nie są w istocie stałymi niezależnymi od miejsca i intensywności obciążenia, co uzasadnia podjęcie rozważanej tematyki na poziomie dysertacji.

Zawartość drugiej części jest bardziej zróżnicowana. Dotyczy istniejącego dorobku światowego w dziedzinach stanowiących elementy procedury identyfikacji parametrycznej, takie jak: strategia szacowania parametrów, kryteria nieliniowej regresji i metody optymalizacji. W odniesieniu do strategii szacowania parametrów przegląd dotyczy estymacji opartej na definicji parametrów, na analizie odpowiedzi na regularną sieć ścieżek obciążenia w dozwolonej przestrzeni naprężeń oraz, przede wszystkim, na analizie odpowiedzi na ścieżki reprezentatywne dla rozważanego zagadnienia brzegowego. Osobno uwzględnione zostały metody kalibrowania globalnego.

1.2.2. Wpływ historii obciążenia i warunków brzegowych na parametry

Silnie nieliniowy charakter związków naprężenie – odkształcenie najwyraźniej odbija się na wartościach sprężystych modułów ścinania *G* i jednoosiowego odkształcenia *E*. Ich wartości maleją wraz z odkształceniem postaciowym lub osiowym, a jednocześnie rosną przy zwiększaniu efektywnego naprężenia średniego. Korespondują z tym np. wyniki badań sondą statyczną CPT prowadzone przez Powera (1982). Już w 1964 r. Ladd (1964) wykazał, że moduł Younga *E* wyznaczony w badaniu laboratoryjnym w warunkach bez drenażu zależy od wartości naprężenia ścinającego, stopnia prekonsolidacji, prędkości obciążenia, kierunków naprężeń głównych oraz pośredniej wartości głównej tensora naprężenia. Bjerrum i Lo (1963) zaobserwowali także silną zależność wartości początkowego modułu Younga od czasu konsolidacji wtórnej (pełzania) przed rozpoczęciem ścinania próbki w warunkach bez drenażu (nawet dziesięciokrotny wzrost wartości przy konsolidacji trwającej 60 dni w stosunku do trwającej tylko 1 dzień). Powyższe fakty stoją w sprzeczności z założeniem liniowo sprężystej charakterystyki gruntów, możliwej do opisania jedną wartością modułu sztywności. Tym samym sposób oszacowania tego najpopularniejszego parametru staje się zagadnieniem bynajmniej nie trywialnym

Najprostsze udoskonalenie modelu liniowo sprężystego podłoża zaproponował Gibson (1967) przedstawiając początkowy moduł ścinania G_0 się jako liniową funkcję głębokości. Oprócz głębokości, na wartość modułów początkowych ma również wpływ geologiczna historia podłoża, wyrażona przez wartość współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_0, który z kolei zależy od *OCR*. Proste wzory na obliczanie modułu sprężystości z uwzględnieniem tych czynników można znaleźć w pracy Gryczmańskiego (2005). Kawaguchi i in. (2005) wykazali w standardowych badaniach trójosiowych z drenażem i bez drenażu silną zależność modułu Younga *E* od efektywnego naprężenia średniego *p'* oraz związanego z nim wskaźnika porowatości *e*. Zarówno w badaniach gruntów normalnie skonsolidowanych, jak i prekonsolidowanych, niezależnie od warunków drenażu, obserwowali autorzy podobieństwo między nachyleniem prostych $e - \ln E$ a parametrami λ i κ modeli stanu krytycznego.

Silna nieliniowość charakterystyk ścinania i dylatancji była przedmiotem badań wielu ośrodków naukowych. Spadek sztywności gruntu w zakresie dużych odkształceń postaciowych i osiowych jest zjawiskiem obserwowanym we wszystkich testach ścinania próbek (np. Simons, 1971) i od lat uwzględniany w analizach zagadnień brzegowych – np. w badaniach Duncana i Changa (1970) oraz Desai'a (1971). Nowym osiągnięciem jest natomiast dostrzeżenie nieliniowości gruntów w przedziale małych odkształceń (od 10^{-4}% do 10^{-1}%), w którym wcześniej zwykło się przyjmować wartości modułów jako stałe. Uznawano zatem stosowanie modelu liniowo sprężystego za w pełni poprawne. Odkrycie fenomenu gwałtownego spadku sztywności w przedziale małych odkształceń było możliwe dzięki zastosowaniu lokalnego pomiaru odkształceń w badaniach trójosiowych, kolumn rezonansowych i elementów „bender", a w badaniach penetracyjnych - sond sejsmicznych. Tym samym realne stało się określenie charakterystyk zmienności modułów praktycznie w całym zakresie odkształceń. Do upowszechnienia tej wiedzy przyczyniły się badania Jardine'a i in. (1984, 1985, 1986), Burlanda (1989), Jardine'a (1992), Smitha i in. (1992). Warto wspomnieć także o szczególnie interesującej propozycji określania modułu sztywności na podstawie początkowego prostego odcinka gałęzi odciążenia charakterystyki naprężenie – odciążenie, który jest znacznie dłuższy niż odpowiadający mu odcinek

wtórnego obciążenia (Świdziński, 2000, 2006; Sawicki i Świdziński, 2002). W tej opcji użycie benderów lub kolumn rezonansowych nie jest konieczne.

„Nieliniowość małych odkształceń" stała się fundamentalnym pojęciem mechaniki gruntów, podobnie jak „naprężenia efektywne" Terzaghiego czy „stan krytyczny". Właściwość ta uwzględniana jest we współczesnych zaawansowanych równaniach konstytutywnych dla gruntu. Są to generalnie modele sprężysto – plastyczne o wzmocnieniu kinematycznym. Związki liniowo sprężyste występują tam co najwyżej w bardzo małym obszarze przestrzeni naprężeń (np. model „bubble" Al-Tabbaa'y i Muir Wooda, 1989; model 3SH Stallebrass i Taylora, 1997; model nieliniowy Puzrina i Burlanda, 1998, czy model McDowella i Hau'a, 2003). Obszar ten redukowany jest niekiedy do punktu, np. w modelu Bounding Surface Soil Plasticity Dafaliasa i Herrmanna (1982) czy w modelu NAHOS (Gryczmański i in., 1998).

Badając wpływ odkształceń na wartość modułu Younga Burland (1989) stwierdził również, że moduł ten jest silnie zależny od analizowanych warunków brzegowych. Na podstawie analiz numerycznych i badań trójosiowych Jardine'a i in. (1986), autor ten zauważył, że zmienność siecznego modułu *E,* znormalizowanego względem wytrzymałości na ścinanie bez drenażu c_u, uzyskana w badaniu trójosiowego ścinania bez drenażu, dobrze aproksymowała zachowanie podłoża fundamentu stopowego i podpartego wykopu. Wartości modułów uzyskane w badaniu laboratoryjnym były jednak zdecydowanie za wysokie w przypadku rozszerzanej pustki cylindrycznej i za niskie dla analizy sztywnego pala.

W pracy Gryczmańskiego (1995c), na podstawie wyników badań iłu Lagunillas (Lambe, 1964), przeanalizowany został przypadek obciążenia próbek wzdłuż standardowej ścieżki naprężenia całkowitego, tyle, że ze zróżnicowaniem warunków brzegowych badania tj. przy powolnym obciążeniu (z drenażem) oraz przy obciążeniu szybkim (bez drenażu), zakończonym konsolidacją. Odpowiedź gruntu była zdecydowanie różna, nie tylko pod względem ilościowym, ale również jakościowym. Próba wyznaczenia modułu ścinania w tym przypadku dałaby więc inne wyniki zależnie od warunków badania.

Wiele analiz poświęca się badaniu wpływu historii obciążenia na zachowanie się gruntu. Program badań może obejmować wówczas porównanie odpowiedzi na ścieżki naprężenia o wspólnym początku i końcu, lecz o różnym przebiegu. Przykładem jest przytoczona wyżej analiza Gryczmańskiego (1995c). Podobne programy obciążania piasków realizowali Drescher i Bojanowski (1968), Tatsuoka i Ishihara (1973), Lade i Duncan (1976), Yasin i Tatsuoka (2000). Tatsuoka i Ishihara wykazali, że jeżeli ścieżki obciążenia między dwoma punktami mają różny przebieg z odcinkami odciążenia i ponownego obciążenia przy wysokich wartościach naprężenia, wówczas otrzymuje się zdecydowanie różne wartości odkształceń końcowych, a tym samym różne charakterystyki materiałowe i parametry. Zależność odkształceń postaciowych od przebiegu ścieżki naprężenia przedstawiali również m.in. Moroto (1980), Kamegai (1994) oraz Yasin i Tatsuoka (2000). Ci ostatni wykazali także, że w zakresie naprężeń przedstawionych w ich studium dla piasku Toyoura, historia naprężenia nie miała istotnego wpływu na wartość wyznaczonego kąta tarcia wewnętrznego ϕ', zarówno szczytowego jak i rezydualnego. Dowody na potwierdzenie tej tezy można znaleźć również w pracy Henkela i Sowy (1963), dotyczącej iłu Weald. Powyższe wyniki świadczą o tym, że nie wszystkie parametry modeli są jednakowo wrażliwe na historię obciążenia oraz, że wpływ ścieżki zależy od tego, czy zawiera ona ostre zwroty naprężenia czy tylko łagodne zmiany kierunku.

Yasin i Tatsuoka (2000) zauważyli także na podstawie badań Henkela i Sowy (1963), że próbki gruntu o tym samym początkowym wskaźniku porowatości i tym samym naprężeniu początkowym osiągają większe wartości wskaźnika porowatości w przypadku konsolidacji anizotropowej po ścieżce radialnej K_0, niż jeżeli próbka jest początkowo obciążona izotropowo, a później ścinana w warunkach bez drenażu w celu osiągnięcia tego samego stanu naprężenia. Wyniki te sugerują, że plastyczne odkształcenia objętościowe próbki są mniejsze, jeżeli zadana ścieżka naprężenia podąża bliżej powierzchni granicznej (zniszczenia). Tym samym nieprawdziwa jest hipoteza Rendulica (1936), że istnieje jednoznaczna zależność między naprężeniem efektywnym a wilgotnością, czyli, że objętościowe odkształcenie plastyczne jest niezależne od przebiegu ścieżki naprężenia. Do podobnych wniosków doszli Lewin i Burland (1970), LeLievre i Wang (1970), Gens (1986) oraz Tatsuoka i in. (1998). Traci również siłę założenie teorii stanu krytycznego, że plastyczne odkształcenie objętościowe może stanowić parametr wzmocnienia, niezależny od przebiegu ścieżki naprężenia.

W badaniach wpływu kształtu ścieżki obciążenia na zachowanie gruntu stosuje się często wachlarz prostoliniowych ścieżek naprężenia wybiegających promieniście ze wspólnego punktu. Dzięki tego typu testom m.in. Graham i in. (1983) oraz Atkinson i in. (1990) wykazali zależność modułów ścinania G i ściśliwości K od kierunku przebiegu ścieżek. Jardine'owi (1992) udało się wydzielić w przestrzeni naprężeń trzy powierzchnie (plastyczności, historii i ograniczającą) oddzielające różne typy mechanicznej odpowiedzi gruntu (liniowo sprężysty, histeretyczny i plastyczny). W wyodrębnionych strefach mogą obowiązywać różne prawa konstytutywne, a tym samym różne wartości parametrów. Podobne wyniki zostały przedstawione przez Smitha i in. (1992) w odniesieniu do iłu Bothkennar.

Jak już wspomniano w rozdziale 1.1, nie wszystkie modele konstytutywne używają modułów E, K czy G. Modele stanu krytycznego operują np. parametrami λ i κ w celu opisu deformacji gruntu. Parametr κ w modelu MCC dotyczy sprężystego zakresu odkształceń, a więc odnoszą się do niego wszystkie uwagi dotyczące modułów sprężystości. Parametr λ natomiast jest wyznaczany z definicji, na podstawie wykresu $e - ln\ (p')$, jako nachylenie prostej odwzorowującej zmianę wskaźnika porowatości na skutek obciążenia izotropowego lub każdej radialnej ścieżki w przestrzeni niezmienników p'-q. Newland (1970) oraz Yudhbir i in. (1978) wykazali, że nawet ten, wydawałoby się całkiem niewrażliwy na ścieżkę parametr, nie jest wielkością stałą i maleje wraz ze wzrostem stosunku q/p'. Wartości λ wyznaczone z testu izotropowego ściskania w aparacie trójosiowym mogą być więc inne niż wyznaczone w edometrze. Różnice w wartości λ dla różnych ścieżek radialnych mogą wynosić nawet 20%.

Również założenie prostoliniowości wykresu $e - ln\ (p')$ okazuje się nieprawdziwe dla bardzo ściśliwych gruntów. Skutkiem tego powinna być więc zależność parametrów λ i κ od efektywnego ciśnienia średniego. Zjawisko to zostało naświetlone przez Butterfielda (1979), który zaproponował zastąpienie parametrów κ i λ parametrami κ^* i λ^*, wyznaczanymi ze zmodyfikowanego wykresu, w którym również wskaźnik porowatości jest przedstawiony w skali logarytmu naturalnego. Taka modyfikacja została zastosowana np. w pracy Al -Tabbaa'y (1987).

Mówiąc o zależności zachowania gruntu od historii obciążenia nie można oczywiście nie wspomnieć o historii geologicznej, wyrażonej współczynnikiem OCR,

jak również o procesach gruntotwórczych, odpowiedzialnych za strukturę gruntu. Większość modeli konstytutywnych w geotechnice powstawała na bazie próbek laboratoryjnych wykonanych z gruntu o przerobionej strukturze. Badania Leroueila i Vaughana (1990) wykazały jednak, że wiele naturalnie zalegających gruntów charakteryzuje się wytrzymałością i sztywnością trudną do odtworzenia w warunkach laboratoryjnych. Wpływ struktury gruntu jest tak samo istotny w badaniach zachowania się podłoża jak jego początkowa porowatość i przebieg obciążenia. Zagadnieniem tym zajmowali się m.in. Cotecchia (1996), Cotecchia i Chandler (1997), Shibuya (2000), Mitchell i Soga (2005), Sukolrat (2007).

Wobec powyższego, w nowym świeżym świetle stają: metoda ścieżek naprężenia, opracowana przez Lambe'a (1967) oraz Davisa i Poulosa (1968) i jej wersja odkształceniowa zaproponowana przez Baligha (1985). Obie metody zostaną omówione w rozdziale 4 dysertacji.

1.2.3. Kalibrowanie modeli konstytutywnych

Najchętniej stosowane w praktyce inżynierskiej jest szacowanie parametrów na podstawie ich fizycznej definicji bazującej na wynikach konwencjonalnych badań laboratoryjnych. Zgodnie z propozycją Gryczmańskiego (1995a, 1997a, 1997b), opisaną bardziej szczegółowo w rozdziale 3, tego typu analiza może być zaliczona do kalibrowania lokalnego. Stosowana była m.in. przy definiowaniu i weryfikacji takich modeli jak Cam Clay Roscoe'a i Schofielda (1963), Modified Cam Clay Roscoe'a i Burlanda (1968), model „bubble" (Al -Tabbaa'y, 1987; Al -Tabbaa'y i Muir Wooda, 1989), modele gruntów częściowo nasyconych Alonso i in. (1990) oraz Wheelera i Sivakumara (1992, 1995), model Structured Cam Clay Liu i Cartera (2002), czy model NAHOS (Jastrzębska, 2002).

W przypadku modeli już istniejących, kalibrowanie lokalne jest wykorzystywana także do weryfikacji ich działania w warunkach rzeczywistych interakcji konstrukcji z gruntem. Warto tu zacytować pracę Boweya i Muir Wooda (1994), którzy szacowali poszczególne parametry modelu Modified Cam Clay dla słabych iłów na podstawie wybranych wyników badań laboratoryjnych i polowych: sondą krzyżakową, CPT, CPTu, SCPT oraz testów w edometrze i aparacie trójosiowego ściskania w warunkach z drenażem i bez drenażu, na próbkach o nienaruszonej strukturze. Parametry zostały zastosowane w analizie MES symulującej próbne obciążenie płytą żelbetową. Weryfikacja polegała na porównaniu otrzymanych wyników teoretycznych w postaci pól przemieszczeń i nadwyżki ciśnienia wody w porach z odczytami z zamontowanych w terenie piezometrów, inklinometrów i kołków geodezyjnych. W analizie MES rozważono dwa przypadki warunków brzegowych: wciskanie sztywnej płyty oraz obciążenie równomiernie rozłożone na powierzchni kontaktowej. Autorzy zauważyli, że sztywność gruntu w przypadku drugiego typu obciążenia może być dobrze przybliżona wartością κ, uzyskaną na podstawie nachylenia linii e - $ln\ (p')$ dla ponownego obciążenia w edometrze, zaraz po zmianie zwrotu ścieżki, czyli dla najmniejszej uzyskanej w tym badaniu wartości. Wyznaczona sztywność jest jednak zdecydowanie za mała, gdy obciążenie przekazywane jest przez płytę. W tym przypadku zdecydowano o przyjęciu wartości κ na podstawie kombinowanych wyników testów trójosiowego ściskania i badań polowych. Podobne rozbieżności zaobserwowali w odniesieniu do oszacowania wartości ciśnienia prekonsolidacji p_0. Najlepsze dopasowanie odpowiedzi teoretycznej uzyskiwano z testu edometrycznego dla współczynnika OCR > 1.1, podczas gdy

odczyty piezosond wskazywały na OCR < 1.1. W podsumowaniu autorzy zasugerowali tezę, że bardziej wiarygodną metodą kalibrowania modelu byłaby optymalizacja parametrów na podstawie wyników obciążenia próbek, symulującego przebieg rzeczywistej ścieżki obciążenia w podłożu.

Przykładem lokalnego kalibrowania modelu MCC, bazującego na ścieżkach obciążenia innych niż te używane do definiowania stałych, są m.in. prace Calvello i Finno (2002) oraz Muir Wooda i in. (1993). Muir Wood i in. zwrócili uwagę, na fakt, że w żadnej z procedur szacowania wartości parametrów modelu MCC ($M, \lambda, \kappa, \nu, \Gamma$) nie uwzględnia się zmian odkształceń postaciowych, mimo, że to one decydują w dużym stopniu o osiadaniach i nośności podłoża. Szczególnym przypadkiem jest szybkie obciążenie podłoża, implikujące warunki bez drenażu, w których całkowite odkształcenie objętościowe się nie zmienia, a deformacją próbki rządzą zmiany czysto postaciowe. Poza tym, ogromną rolę pełni w modelu MCC parametr M wyznaczany w stanie granicznym, mimo, że z punktu widzenia praktyki znacznie ważniejsza jest predykcja zachowania podłoża pod budowlą w stanie naprężenia i odkształcenia dalekim od zniszczenia. Wyniki testu potwierdziły tezę, że analizowany przebieg ścieżki obciążenia ma istotny wpływ na jakość symulacji modelowej. Jeżeli więc parametry szacowane są lokalnie na podstawie definicji, to przynajmniej zakres stosowanych naprężeń powinien odzwierciedlać te spodziewane w podłożu. Ze względu na interesujące aspekty badania opisano go bardziej szczegółowo w rozdz. 3.

Obok kalibrowania lokalnego Gryczmański (1995a, 1997a, 1997b) wyróżnia kalibrowanie globalne. Zazwyczaj przybiera ono formę analizy wstecznej zagadnienia brzegowego, w której zmiennymi decyzyjnymi są mierzone w terenie przemieszczenia brzegu konstrukcji czy odczyty zamontowanych w podłożu czujników (tensometrów, inklinometrów, piezometrów itp.). Rozważanie dotyczy dopasowywania teoretycznej odpowiedzi podłoża, symulowanej kalibrowanym modelem (z reguły numerycznie), do wartości pomiarów in situ. Od kalibrowania lokalnego globalne różni się przede wszystkim zasięgiem branych pod uwagę oddziaływań. Metoda ta pozwala realistycznie oceniać wyłącznie wielkości związane z mierzonymi wartościami. Wątpliwe są takie próby odnośnie do badania stanów naprężenia lub odkształcenia w różnych punktach podłoża.

Kalibrowanie globalne może być stosowane praktycznie do każdego przypadku interakcji budowli z gruntem, jednak największe znaczenie ma w przypadku próbnych obciążeń obiektów ciągłych lub powtarzalnych. Zoptymalizowane parametry mogą wówczas być wykorzystane do projektowania podobnych obiektów na tym samym terenie. Metoda ta była stosowana do projektowania pali (Bzówka, 2001), fundamentów płytkich (Pieczyrak, 1995), kolumn kamiennych (Kwiecień, 2008), nasypów (Kawalec, 1995), tuneli (Gens i in., 1996; Ledesma i in., 1996a, 1996b). W niektórych przypadkach stosuje się tzw. analizę półwsteczną, łączącą kalibrowanie lokalne z globalnym, tzn. część parametrów wyznacza się laboratoryjnie i traktuje w globalnej analizie odwrotnej jako dane wejściowe (Kawalec, 2000; Baran, 2007; Kwiecień, 2008). Oddzielny przykład, to kalibrowanie przez Bzówkę (2009) strefy „podłoże" modelu układu „kolumna iniekcyjna – grunt" na podstawie badań penetracyjnych i wykorzystanie uzyskanych parametrów do szacowania względnego kąta dylatancji w drodze analizy wstecznej wyników próbnego obciążenia kolumny.

Jeżeli wartości parametrów szacowane są na podstawie dopasowania wyników analizy teoretycznej do doświadczalnej (polowej lub laboratoryjnej) pojawia się problem wyboru testowanych wartości z ich dopuszczalnych przedziałów. Z uwagi na fakt, iż

zazwyczaj dane występują w formie dyskretnej, optymalne wartości parametrów kalibrowanego modelu w najprostszych przypadkach mogą być dobierane metodą „prób i błędów" z uwzględnieniem prawdopodobnych zakresów ich występowania (Kawalec, 2000; Bzówka, 2001, 2009; Pieczyrak, 2001; Pieczyrak i Renke, 2004; Kryczałło, 2003; Kwiecień, 2008). Metoda ta nazywana bywa heurystyczną. Jeżeli estymowanych ma być więcej niż dwa parametry, znacznie lepsze efekty daje implementacja metod szukania optymalnych rozwiązań (Goliński, 1974; Pierwozwanski, 1974; Seidler i in., 1980). Można do nich zaliczyć: metody iteracyjne szukania lokalnego (Jastrzębska, 2002), szukanie proporcjonalne (Muir Wood i in., 1993), metody relaksacyjne (metody gradientowe), metoda quasi-Newtonowska (Anandarajah i Agarwal, 1991; Tang i Kung, 2009), metoda Gaussa-Newtona (Calvello i Finno, 2002; Ledesma i in., 1996a, 1996b; Xiang i in., 2003), algorytm Levenberga – Marquardta (Marquardt, 1963; Gens i in., 1996), metoda simpleksów (Nelder i Mead, 1965; Cividini i in., 1981, Huang i in., 1986; Murakami i in., 1991), metoda complex-box (Yang, 1996). Popularne są również metody niedeterministyczne: Monte Carlo (wielokrotne losowanie przypadkowych punktów), algorytmy genetyczne (Fox & Ponterosso, 1999; Javadi i in., 2006; Srokosz, 2006; Macari i in., 2005; Pal i in., 1996; Samarajiva i in., 2005).

W przypadku każdej z metod optymalizacyjnych niezbędne jest podanie kryterium dopasowania wyników teoretycznych do eksperymentalnych, zazwyczaj w postaci minimum funkcji celu. Najczęściej stosowana jest metoda najmniejszych kwadratów (Cividini i in., 1981; Gioda i Sakurai, 1987; Muir Wood i in., 1993; Bzówka, 2001; Calvello i Finno, 2002; Jastrzębska, 2002), w której porównuje się odległości odpowiadających punktów ścieżki odpowiedzi teoretycznej i eksperymentalnej. Nieco inne podejście zaproponował Klisinski (1987), którego funkcja celu została skonstruowana jako pierwiastek z sumy kwadratów długości najkrótszych odcinków między punktami eksperymentalnymi a prostoliniowymi ścieżkami łączącymi najbliższe punkty teoretyczne.

Innymi stosowanymi metodami ustalania kryterium w metodach analizy odwrotnej są: ważona metoda najmniejszych kwadratów (Cividini i in., 1983), metoda największej wiarygodności (Yusuke i in., 1994; Gens i in., 1996; Ledesma i in, 1996a, 1996b), filtrowanie Kalmana (Murakami i Hasegawa, 1988; Hoshiya i Sutoh, 1993; Yusuke i in., 1994), podejście Bayesowskie (Cividini i in., 1983; Xiang i in., 2003). Najogólniejszą z nich, ale najbardziej skomplikowaną, jest metoda Kalmana biorąca pod uwagę błędy modelowania i pomiaru oraz dostępne *a priori* informacje o spodziewanych wartościach parametrów. Poza optymalnym zestawem parametrów kalibrowanego modelu podejście Bayesowskie dostarcza również informacji o wiarygodności oszacowania.

1.3. CEL I ZAKRES PRACY

Z rozważań w rozdziale 1.1, przybliżających pojęcie parametrów w geomechanice i geotechnice oraz istotę kalibrowania, a zwłaszcza z analizy aktualnego stanu badań w rozdziale 1.2, wyłania się obraz parametrycznej identyfikacji modeli konstytutywnych gruntów jako zagadnienia rozległego, o dużej złożoności. Do każdego elementu jego sformułowania istnieją dziś alternatywne podejścia, często wykluczające się wzajemnie. Chcąc zaznaczyć twórczy wkład pracy do tej niezwykle ważnej dziedziny, trzeba na samym wstępie ustalić hierarchię czynników kształtujących procedurę postępowania, a następnie, zgodnie z tą procedurą, zadecydować o wyborze drogi badawczej.

Spośród elementów sformułowania zagadnienia identyfikacji parametrycznej, czyli w kategoriach formalnych - zagadnienia nieliniowej regresji, za element kluczowy dla przebiegu badań i adekwatności estymacji parametrów, należy uznać ogólną i szczegółową strategię kalibrowania. Każde z realizowanych aktualnie podejść ma swoje mocne strony i słabości. Kalibrowanie lokalne jest w sferze doświadczalnej znacznie bardziej złożone i czasochłonne, ale z drugiej strony odnosi się bezpośrednio do związków konstytutywnych i co ważniejsze, daleko precyzyjniej określa rozkład parametrów w masywie gruntowym i ich związek z jego budową warstwową. Pozwala też uniknąć uciążliwej analizy odwrotnych zagadnień brzegowych. Te względy zadecydowały o wyborze kalibrowania lokalnego w dalszym postępowaniu.

Spośród trzech naszkicowanych w poprzednich rozdziałach podejść do kalibrowania lokalnego, pierwszeństwo należy przyznać metodom ścieżek reprezentatywnych dla zagadnienia brzegowego. Metody te wychodzą naprzeciw ważnym eksperymentalnym konkluzjom Gudehusa (1985) i Burlanda (1989), że parametry kwantyfikują w rzeczywistości model masywu gruntowego o określonych warunkach brzegowych, reprezentujących zwykle jego interakcję z budowlą geotechniczną, a nie wyizolowany element gruntowy. Konkluzja ta wypływa z doświadczalnego faktu zależności parametrów od historii obciążenia. Rozważane podejście nie jest dziś wiodące, powszechnością ustępując przyjaznej, choć mniej adekwatnej w odniesieniu do zagadnień brzegowych geotechniki, koncepcji szacowania parametrów na bazie definicji. Toruje sobie ono dopiero drogę, lekko przetartą przez znane procedury ścieżek naprężenia Lambe'a (1967) i ścieżek odkształcenia Baligha (1985). Te prekursorskie koncepcje zawierają ogólną ideę ścieżek reprezentatywnych, obarczone są jednak licznymi ważnymi uproszczeniami, z których najbardziej brzemienne w skutki jest przyjęcie jako bazowy liniowo sprężystego modelu konstytutywnego.

I tu pojawia się naukowy cel rozprawy. Jest to **nowa koncepcja identyfikacji parametrycznej** modeli konstytutywnych, nazwana *metodą ścieżek obciążenia*, rozwinięta przez autorkę w ramach ogólnego podejścia z zastosowaniem *ścieżek reprezentatywnych dla zagadnienia brzegowego*. Stanowi ona daleko idące uogólnienie i uściślenie metod ścieżek naprężenia i odkształcenia. *Najważniejsza innowacja związana jest z wyznaczeniem reprezentatywnej ścieżki obciążenia w danym punkcie masywu gruntowego, będącej wynikiem rozwiązania zagadnienia brzegowego*, uwzględniającego kształt i sztywność powierzchni kontaktu między budowlą a gruntem, strefową budowę masywu i modele konstytutywne stref materiałowych, ujmujące najistotniejsze właściwości ośrodka. Istota metody polega na dopasowaniu teoretycznej ścieżki odpowiedzi kalibrowanego modelu (niekoniecznie

tożsamego z tym używanym do wyznaczenia ścieżki obciążenia), do wyników wysokiej jakości badań trójosiowych wzdłuż wcześniej wyznaczonej ścieżki obciążenia. Do oryginalnych elementów rozprawy można też, według autorki, zaliczyć samo *określenie ścieżki odpowiedzi, jako trajektorii w przestrzeni odkształceń lub naprężeń* (wybór spośród kilku możliwych definicji), *poszukiwanie optimum techniką algorytmów genetycznych*, a także *całość badań służących ocenie funkcjonowania i adekwatności nowej metody*.

1.4. UKŁAD PRACY

Praca została podzielona na dziewięć rozdziałów.

Rozdział **pierwszy** przybliżył problematykę definiowania i szacowania parametrów modeli konstytutywnych gruntów na tle złożonej natury ośrodka gruntowego. Przedstawiono aktualny stan wiedzy na temat zależności parametrów od sposobu obciążenia i historii geologicznej podłoża gruntowego. Wyszczególniono różne strategie kalibrowania modeli konstytutywnych oraz wymieniono stosowane w geotechnice metody optymalizacji i kryteria dopasowania. Na tej podstawie sformułowano cel i zakres pracy.

Kolejne trzy rozdziały przedstawiają zasadnicze aspekty proponowanej metody parametrycznej identyfikacji modeli konstytutywnych gruntów w ujęciu uniwersalnym.

W rozdziale **drugim** wyjaśnione będą podstawowe pojęcia stosowane w treści rozprawy i przedstawione klasy modeli konstytutywnych. Omówione będą pokrótce zasadnicze zagadnienia interakcji podłoża z konstrukcją, rozważane w ramach mechaniki gruntów wraz z metodami komputerowymi stosowanymi do ich modelowania z wykorzystaniem zaawansowanych równań konstytutywnych. Rozdział **trzeci** poświęcony będzie metodom i technikom kalibrowania modeli konstytutywnych. Przedstawi istotę identyfikacji parametrycznej jako zagadnienia nieliniowej regresji, kryteria dopasowania odpowiedzi modeli na obciążenia do wyników badań doświadczalnych, oraz dostępne metody poszukiwania ekstremum ze szczególnym uwzględnieniem algorytmów genetycznych. W kolejnym, **czwartym**, rozdziale wyjaśniona będzie koncepcja metody ścieżek obciążenia na tle źródłowych metod: ścieżek naprężenia Lambe'a i ścieżek odkształcenia Baligha. Przedstawiony zostanie dokładny opis nowego podejścia ze szczególnym uwzględnieniem możliwości wybranych aparatów laboratoryjnych, mogących służyć kalibrowaniu modeli tą metodą.

Następne rozdziały skupiają się na konkretnych realizacjach proponowanego algorytmu. Są to oszacowania parametrów modeli podłoża fundamentu i masywu współdziałającego ze ścianą oporową, należących do trzech różnych generacji. Są to: standardowy model sprężysto – idealnie plastyczny Coulomba - Mohra, klasyczny model teorii stanu krytycznego Modified Cam Clay z modyfikacją van Eekelena i, należący do tej rodziny, zaawansowany model o wzmocnieniu kinematycznym NAHOS.

Równania konstytutywne tych modeli wraz z procedurą przyrostowego wyznaczania ich teoretycznej odpowiedzi na obciążenie, zakodowane w programie MATLAB, zamieszczone będą wraz z komentarzem objaśniającym w rozdziale **piątym**. Kolejny rozdział (**szósty**) obejmie dane do analiz MES zagadnień współdziałania masywu gruntowego z fundamentem stopowym i ścianą oporową, oraz wyniki tych analiz w postaci ścieżek naprężenia w punktach masywu, uznanych za

reprezentatywne. W zbiorze danych do programu MES o nazwie Z_SOIL.PC znajdą się parametry modelu MCC określającego powyższe ścieżki. Podany będzie sposób oszacowania ich wartości. Rozdział **siódmy** obszernie zaprezentuje program badań trójosiowych zrekonstytuowanych próbek kaolinu, obciążonych zgodnie z wyznaczonymi w poprzednim rozdziale ścieżkami naprężenia. Przedstawiony będzie sposób przygotowania próbek do badania, omówiona stosowana aparatura laboratoryjna, ze szczególnym uwzględnieniem systemu do automatycznego sterowania ścieżką obciążenia, oraz opisana procedura badania. W wieńczącym tę część pracy, rozdziale **ósmym**, znajdzie się zestawienie wyników optymalizacji dla wybranych punktów masywu gruntowego w analizowanych zagadnieniach brzegowych. Przedstawiony będzie również komentarz dotyczący jakości dopasowania w zależności od kalibrowanego modelu konstytutywnego.

W ostatnim, **dziewiątym**, rozdziale zestawione będą i podsumowane wyniki rozważań, wyciągnięte wnioski oraz przedstawione kierunki dalszych badań rozwijających tematykę.

2. POJĘCIA KLUCZOWE

2.1. ZMIENNE STANU

2.1.1. Wprowadzenie

W myśl dominującej wciąż doktryny fenomenologicznej, zachowanie się gruntu pod obciążeniem opisywane jest w ramach mechaniki continuum. Zmienne stanu ośrodka identyfikowane są z mechanicznymi polami naprężenia, odkształcenia i przemieszczenia. Precyzując definicję, trzeba dodać, że w dysertacji znajdują generalnie zastosowanie założenia teorii małych odkształceń. W konsekwencji, nie rozróżnia się opisu materialnego i przestrzennego, nie ma więc sensu przypisywanie im różnych miar odkształcenia (odpowiednio tensorów Greena i Almanasiego) i naprężenia (tensorów Pioli – Kirchoffa i Cauchy'ego). W ujęciu kontynualnym powinien natomiast znaleźć odzwierciedlenie fakt, że grunt jest w rzeczywistości co najmniej dwuskładnikowym ośrodkiem ziarnistym, którego porowaty szkielet jest zbiorowiskiem oddzielnych, słabo powiązanych cząstek. Służą temu specjalne zmienne stanu: tensor naprężenia efektywnego i wskaźnik porowatości.

Właśnie wspomniane wyżej pojęcia i określające je zależności zostaną przybliżone w rozdziale 2.1., ze szczególnym uwzględnieniem postaci zmiennych stanu opisujących laboratoryjne badania elementowe w konwencjonalnym aparacie trójosiowego ściskania.

Ustala się tu także konwencję znaków, przypisując ściskaniu dodatnie wartości naprężenia i odkształcenia.

2.1.2. Dwufazowość ośrodka gruntowego

Ośrodek gruntowy rozważany jest jako trójskładnikowe continuum, złożone ze szkieletu gruntowego, wody i gazu. W myśl zasady Terzaghiego (1936) i poprawki Bishopa (1959), naprężenie całkowite składa się zatem z naprężenia efektywnego σ', działającego na szkielet gruntowy, oraz ciśnienia wody u i gazu (powietrza) u_a w porach:

$$\sigma \approx \sigma' + uS_r + (1 - S_r)u_a \tag{2.1}$$

Współczynnik S_r oznacza tu stopień nasycenia porów wodą.

W większości zagadnień zakłada się, że grunt jest całkowicie nasycony wodą, a więc dwuskładnikowy. W badaniach laboratoryjnych oznacza to konieczność nasączenia próbek gruntu przed właściwym badaniem. Stosowaną w ramach doświadczeń procedurę saturacji opisano w rozdziale 7.3.5.

Istotną zmienną stanu, wykorzystywaną m.in. w modelach stanu krytycznego jako parametr plastycznego wzmocnienia, stanowi wskaźnik porowatości e. Definiowany jest jako stosunek objętości wypełnionych cieczą porów dV_p do objętości szkieletu gruntowego dV_s w infinitezymalnej objętości próbki gruntu dV:

$$e = \frac{dV_p}{dV_s}, \; dV = dV_p + dV_s \tag{2.2}$$

W doświadczeniach laboratoryjnych, wartość wskaźnika porowatości e określa się na podstawie początkowej wilgotności w, gęstości szkieletu gruntowego ρ_s i stopnia nasycenia S_r oraz mierzonych zmian całkowitej objętości próbki badanego gruntu:

$$e = \frac{w\rho_s}{S_r}, \; e = e_0 - \varepsilon_{vol}(1 + e_0) \tag{2.3}$$

Zakłada się, że zmiany objętości próbki są wyłącznie wynikiem zmian objętości wody w porach, przy nieściśliwym szkielecie gruntowym. Tym samym aktualna wartość wskaźnika porowatości jest zależna od aktualnego odkształcenia objętościowego elementu gruntowego ε_{vol}.

2.1.3. Stan naprężenia

Stan naprężenia w dowolnym punkcie masywu gruntowego definiowany jest za pomocą tensora symetrycznego drugiego rzędu. W analizach MES wygodnie jest używać jego zapisu wektorowego (wektor w przestrzeni sześciowymiarowej):

$$\boldsymbol{\sigma} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T. \tag{2.4}$$

gdzie σ_i (i = x, y, z) oznacza składową normalną tensora naprężenia do płaszczyzny i układu współrzędnych 0xyz, natomiast τ_{ij} (i, j = x, y, z) – składową styczną do płaszczyzny i działającą w kierunku osi j.

Tensor naprężenia można rozbić na tensor kulisty (aksjator) $p\mathbf{m}$, odpowiadający wszechstronnemu równomiernemu ściskaniu, oraz dewiator $\mathbf{s}$:

$$\boldsymbol{\sigma} = p\mathbf{m} + \mathbf{s}, \tag{2.5}$$

gdzie:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \tag{2.6}$$

$$\mathbf{m} = \{1,1,1,0,0,0\}^T \tag{2.7}$$

$$\mathbf{s} = \{\sigma_x - p, \sigma_y - p, \sigma_z - p, \tau_{xy,}, \tau_{yz,}, \tau_{zx,}\}^T \tag{2.8}$$

W izotropowych funkcjach materiałowych modeli konstytutywnych tensor naprężenia reprezentowany jest najczęściej przez niezmienniki p, q, θ, w które oznaczają odpowiednio: naprężenie średnie, intensywność naprężenia i kąt Lodego. Pierwszy określony jest wyrażeniem (2.6), dwa dalsze, związane z dewiatorem $\mathbf{s}$, zdefiniowane są odpowiednio wzorami:

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}}\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\left(\tau_{xy}{}^2 + \tau_{yz}{}^2 + \tau_{zx}{}^2\right)\right]^{\frac{1}{2}} \tag{2.9}$$

$$\theta = \frac{1}{3}\,arcsin\left(-\frac{27}{2}\frac{J_3{}^D}{q^3}\right),\ -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6}\ ,$$

gdzie:

$$J_3{}^D = \frac{2}{27}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^3 + \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)\left(\tau_{xy}{}^2 + \tau_{yz}{}^2 + \tau_{zx}{}^2\right) - .. \tag{2.10}$$

$$\frac{1}{3}\left(\sigma_x{}^2\sigma_y + \sigma_x{}^2\sigma_z + \sigma_x\sigma_y{}^2 + \sigma_y{}^2\sigma_z + \sigma_x\sigma_z{}^2 + \sigma_y\sigma_z{}^2\right) - ..$$

$$\sigma_x\tau_{yz}{}^2 - \sigma_y\tau_{zx}{}^2 - \sigma_z\tau_{xy}{}^2 + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx}$$

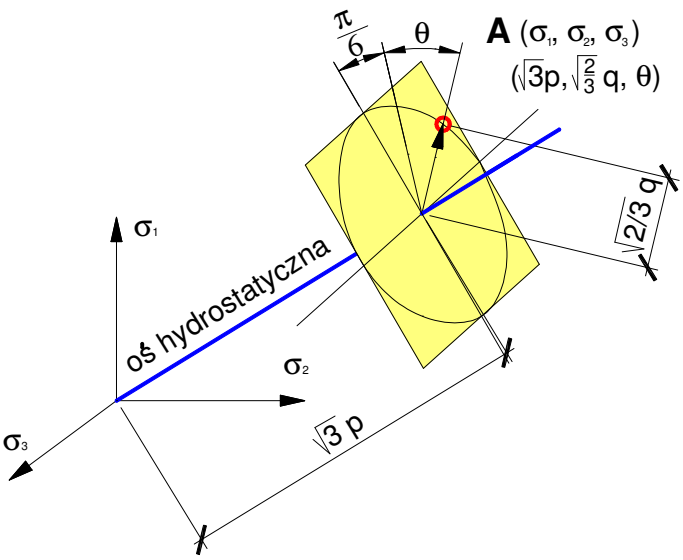
Operując wartościami głównymi tensora naprężenia, powyższe wzory można przedstawić w postaci:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \tag{2.11}$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}}\left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\right]^{\frac{1}{2}} \tag{2.12}$$

$$\theta = arcsin\left\{\frac{1}{\sqrt{2}}\frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\right]^{\frac{1}{2}}}\right\} \tag{2.13}$$

W trójwymiarowej przestrzeni naprężeń głównych $0\sigma_1\sigma_2\sigma_3$ niezmienniki p, q i θ można interpretować geometrycznie za pomocą współrzędnych walcowych punktu reprezentującego stan naprężenia (rysunek 2.1).



Rysunek 2.1. Interpretacja niezmienników w przestrzeni wartości głównych tensora naprężenia

W warunkach badań trójosiowych na próbkę działa ciśnienie wody w komorze *CP* oraz siła z tłoka *P* (na aktualnym polu przekroju poprzecznego próbki *A*). Zgodnie z hipotezą Haara - von Karmana w układzie walcowym naprężenie obwodowe w próbce jest równe naprężeniu radialnemu, a co za tym idzie, pośrednie naprężenie główne σ_2 można zapisać wzorami:

– w przypadku działania ściskającej siły z tłoka

$$\sigma_2 = \sigma_3 = CP\,,\ \sigma_1 = CP + \frac{|P|}{A} \tag{2.14}$$

– w przypadku działania rozciągającej siły z tłoka

$$\sigma_2 = \sigma_1 = CP\,,\ \sigma_3 = CP - \frac{|P|}{A} \tag{2.15}$$

Niezmienniki naprężenia w warunkach trójosiowych przyjmują więc postacie przytoczone w Tabela 2.1. Wiele związków konstytutywnych (przede wszystkim modele stanu krytycznego) używa właśnie niezmienników *p* i *q* oraz odpowiadających im niezmienników stanu odkształcenia w badaniach trójosiowych (Roscoe i in., 1958; Muir Wood, 1984).

Tabela 2.1. Niezmienniki tensora naprężenia w trójosiowych testach ściskania i rozciągania

ŚCISKANIE (P>0)	ROZCIAGANIE (P<0)
$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) = CP + \frac{q}{3}$ (2.16)	$p = \frac{1}{3}(2\sigma_1 + \sigma_3) = CP + \frac{q}{3}$ (2.17)
$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A}$ (2.18)	$q = \sigma_1 - \sigma_3 = -\frac{\lvert P\rvert}{A}$ (2.19)
$\theta = -30^\circ$ (2.20)	$\theta = 30^\circ$ (2.21)

Warto zwrócić uwagę na fakt, że z definicji (2.12), wartość intensywności naprężenia *q* jest zawsze dodatnia, reprezentuje wszak długość promienia.

W literaturze dotyczącej badań laboratoryjnych, obok niezmienników *p* i *q*, często spotyka się również wielkości *s* i *t* zdefiniowane wzorami:

$$s = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\,, \tag{2.22}$$

$$t = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\,. \tag{2.23}$$

Taki zapis dopuszczalny jest jednak tylko wtedy, gdy rozpatrywane są zagadnienia w płaskim stanie odkształcenia i dla uproszczenia pomija się pośrednią wartość główną

tensora naprężenia (Roscoe i Burland, 1968; Muir Wood, 1984). W niektórych publikacjach (np. Lambe, 1964) można znaleźć mylący zapis wielkości *s* i *t* pod, powszechnie już akceptowanymi, symbolami *p* i *q*.

2.1.4. Stan odkształcenia

Podobnie jak w przypadku naprężenia, tensor odkształcenia można przedstawić w postaci transponowanego wektora:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}^T , \tag{2.24}$$

gdzie ε_i (i = x, y, z) oznacza odkształcenie liniowe w kierunku osi *i* układu współrzędnych *0xyz*, natomiast γ_{ij} (i, j = x, y, z) – odkształcenie kątowe w płaszczyźnie *ij*:

$$\gamma_{xy} = \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = 2\varepsilon_{xy} , \ \gamma_{yz} = 2\varepsilon_{yz} , \ \gamma_{zx} = 2\varepsilon_{zx} . \tag{2.25}$$

Tensor odkształcenia można także rozbić na aksjator i dewiator

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{3}\varepsilon_{vol}\mathbf{m} + \mathbf{e} , \tag{2.26}$$

gdzie dewiator opisuje równanie:

$$\mathbf{e} = \left\{\varepsilon_x - \frac{1}{3}\varepsilon_{vol,}, \varepsilon_y - \frac{1}{3}\varepsilon_{vol,}, \varepsilon_z - \frac{1}{3}\varepsilon_{vol,}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz,}, \gamma_{zx,}\right\}^T , \tag{2.27}$$

natomiast ε_{vol} stanowi pierwszy niezmiennik – małe odkształcenie objętościowe:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \tag{2.28}$$

Jako dwa pozostałe niezmienniki odkształcenia używane są: intensywność odkształcenia (odkształcenie postaciowe)

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3}\left[(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}\left(\gamma_{xy}{}^2 + \gamma_{yz}{}^2 + \gamma_{zx}{}^2\right)\right]^{\frac{1}{2}} \tag{2.29}$$

i odkształceniowy kąt Lodego:

$$\theta_\varepsilon = \frac{1}{3}\,arcsin\left(-4\frac{I_3{}^D}{\varepsilon_s{}^3}\right), \ -\frac{\pi}{6} < \theta_\varepsilon < \frac{\pi}{6} , \tag{2.30}$$

gdzie:

$$I_3^D = \frac{2}{27}\left(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z\right)^3 + \frac{1}{12}\left(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z\right)\left(\gamma_{xy}^{\ 2} + \gamma_{yz}^{\ 2} + \gamma_{zx}^{\ 2}\right) - ..$$
$$\frac{1}{3}\left(\varepsilon_x^{\ 2}\varepsilon_y + \varepsilon_x^{\ 2}\varepsilon_z + \varepsilon_x\varepsilon_y^{\ 2} + \varepsilon_y^{\ 2}\varepsilon_z + \varepsilon_x\varepsilon_z^{\ 2} + \varepsilon_y\varepsilon_z^{\ 2}\right) - .. \quad .$$
$$\frac{1}{4}\left(\varepsilon_x\tau_{yz}^{\ 2} - \varepsilon_y\tau_{zx}^{\ 2} - \varepsilon_z\tau_{xy}^{\ 2} - \gamma_{xy}\gamma_{yz}\gamma_{zx}\right)$$

Niezmienniki (2.29) i (2.30) związane są z dewiatorem tensora odkształcenia.

Korzystając z głównych wartości tensora odkształcenia, można zapisać odpowiednie niezmienniki w postaci:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 , \tag{2.31}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3}\left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2\right]^{\frac{1}{2}} , \tag{2.32}$$

$$\Theta_\varepsilon = arcsin\left(\frac{1}{\sqrt{2}}\frac{2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2\right]^{\frac{1}{2}}}\right) . \tag{2.33}$$

Znowu w warunkach badań trójosiowych powyższe równania przybierają formy szczególne z uwagi na założenie o równości odkształceń radialnych i obwodowych – patrz: tabela 2.2, gdzie ε_a - skrócenie wysokości próbki, ε_r - zmniejszenie średnicy próbki.

Tabela 2.2. Niezmienniki tensora odkształcenia w trójosiowych testach ściskania i rozciągania

$\varepsilon_a > \varepsilon_r$		$\varepsilon_a < \varepsilon_r$	
$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$	(2.34)	$\varepsilon_{vol} = 2\varepsilon_1 + \varepsilon_3 = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$	(2.35)
$\varepsilon_s = \frac{2}{3}\lvert\varepsilon_1 - \varepsilon_3\rvert = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r)$	(2.36)	$\varepsilon_s = \frac{2}{3}\lvert\varepsilon_1 - \varepsilon_3\rvert = \frac{2}{3}(\varepsilon_r - \varepsilon_a)$	(2.37)
$\theta_\varepsilon = -30^\circ$	(2.38)	$\theta_\varepsilon = 30^\circ$	(2.39)

Podobnie jak w przypadku intensywności naprężenia q, odkształcenia postaciowe ε_s z definicji przyjmują tylko wartości dodatnie. Pokazując jednak wyniki badań z rozciąganiem próbki zwykło się korzystać ze wzorów (2.18) i (2.36) nadając zmiennym znak ujemny.

Sposób obliczania odkształceń zależy od przyjętej definicji. Wyróżnia się tzw. odkształcenia „inżynierskie” oraz „naturalne” (czasem zwane prawdziwymi).

Odkształcenia „inżynierskie” są powszechnie stosowane w wielu dziedzinach nauki. Definiuje się je w sposób ogólny jako zmianę mierzonej wielkości w stosunku do konfiguracji pierwotnej ciała (tensor Greena – patrz: Sawicki, 1994). Mogą być wyrażone w procentach lub bezwymiarowo. W badaniach trójosiowych będą to następujące wyrażenia:

- odkształcenie objętościowe (zmniejszenie objętości próbki):

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_0 - V}{V_0} \tag{2.40}$$

- odkształcenie osiowe (skrócenie wysokości próbki):

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{H_0 - H}{H_0} \tag{2.41}$$

- odkształcenie radialne (zmniejszenie średnicy próbki):

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta D}{D_0} = \frac{D_0 - D}{D_0}, \tag{2.42}$$

gdzie V_0, V, H_0, H, D_0, D, to odpowiednio początkowa i aktualna objętość, wysokość i średnica próbki lub, w przypadku lokalnych czujników przemieszczeń, długość wskaźnika.

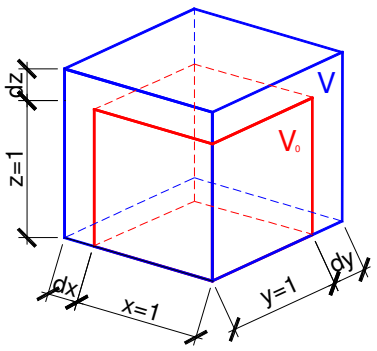
Zmiana wysokości próbki ΔH może być mierzona bezpośrednio czujnikiem lokalnym lub zewnętrznym (patrz rozdział 7.2.4). Zmiana średnicy ΔD natomiast jest albo mierzona czujnikiem lokalnym, montowanym bezpośrednio na próbce albo na podstawie odczytu zmiany objętości w objetościomierzu i zmiany wysokości próbki przy założeniu walcowego kształtu próbki. Zachodzi wówczas równość:

$$\Delta D = D_0 - \sqrt{\frac{4}{\pi} A} = D_0 - \sqrt{\frac{4}{\pi} \frac{V_0 (1 - \varepsilon_{vol})}{H_0 (1 - \varepsilon_a)}}. \tag{2.43}$$

Należy zwrócić uwagę, że odkształcenie objętościowe ε_{vol} w badaniach trójosiowych można wyznaczać dwojako: na podstawie pomiaru odcieku wody z próbki w objętościomierzu (2.40) albo pomiaru średnicy i wysokości próbki, przy wykorzystaniu wzoru na niezmiennik (2.34) lub (2.35). Różnica w wartościach odkształcenia objętościowego ε_{vol} obliczanych tymi dwoma sposobami wzrasta wraz z jego wielkością. Jest to spowodowane pominięciem iloczynu pochodnych przemieszczenia w definicji odkształcenia przy założeniu teorii małych odkształceń (Sawicki, 1994). W sposób graficzny można tą różnicę wytłumaczyć bazując na rysunku 2.2.

Bierze się pod uwagę sześcian o jednostkowej długości boków x, y, z, a więc również jednostkowej objętości V_0. Objętość tego elementu po zwiększeniu wymiarów każdego boku o odpowiednio dx, dy i dz będzie równa V i może być obliczona wzorem:

$$\begin{aligned} V &= xyz(1+\varepsilon_x)(1+\varepsilon_y)(1+\varepsilon_z) = V_0(1+\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z+\varepsilon_x\varepsilon_y+\varepsilon_y\varepsilon_z+\varepsilon_z\varepsilon_x+\varepsilon_x\varepsilon_y\varepsilon_z) \\ &= V_0 + \Delta V \end{aligned} \tag{2.44}$$



Rysunek 2.2. Graficzna interpretacja różnicy w wartości odkształcenia objętościowego między teorią małych i dużych odkształceń.

W teorii małych odkształceń, zakłada się, że iloczyny $\varepsilon_x\varepsilon_y$, $\varepsilon_y\varepsilon_z$, $\varepsilon_z\varepsilon_x$ i $\varepsilon_x\varepsilon_y\varepsilon_z$ są pomijalnie małe i wtedy odkształcenie objętościowe sprowadza się do formy:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \,, \tag{2.45}$$

tożsamej ze wzorem (2.31).

Przy założeniu, że wydłużenia boków sześcianu stanowią 1% wartości początkowej, ε_{vol} = 0.03, zgodnie ze wzorem (2.45), albo ε_{vol} = 0.030301, jeśli skorzystamy z pełnego wzoru (2.44). Różnica jest rzeczywiście pomijalna. Jeżeli jednak wydłużenie boków wyniesie 10% wówczas odkształcenie objętościowe będzie równe odpowiednio 0.3 albo 0.331, co daje ponad 10% błędu.

Różnica w obliczaniu odkształcenia objętościowego w badaniu trójosiowym na podstawie bezpośrednio odczytów objętościomierza i na bazie niezmienników tensora we wzorze (2.34) nie występuje, jeżeli odkształcenia zdefiniuje się jako „naturalne". Równanie:

$$\varepsilon_a^{\,t} = ln\left(\frac{H}{H_0}\right) = ln\left(\frac{H_0 + \Lambda H}{H_0}\right) = ln(1+\varepsilon_a) \tag{2.46}$$

pokazuje zależność między „naturalnym" odkształceniem osiowym $\varepsilon_a^{\,t}$ a odkształceniem „inżynierskim" $\varepsilon_a^{\,t}$ (Conley, 2004).

Z uwagi na fakt, że wszystkie z rozważanych w dysertacji modeli bazują na teorii małych odkształceń, w pracy przyjęta będzie ich „inżynierska" definicja. Podstawowym będzie sposób obliczania odkształcenia objętościowego na podstawie odcieku wody z wzoru (2.40). Dla porównania, w procesie optymalizacji parametrów (rozdział 8) dla jednej z próbek, pokazany będzie wpływ wykorzystania w kalibrowaniu także odkształcenia objętościowego obliczonego na podstawie wzoru niezmienników (2.34).

2.1.5. Ścieżka naprężenia i ścieżka odkształcenia

W trakcie obciążenia elementu gruntowego zmianie ulegają wartości składowych zarówno stanu naprężenia, jak i stanu odkształcenia. Przebieg tego procesu zapisywany jest w postaci tzw. ścieżek naprężenia i ścieżek odkształcenia (Lambe, 1964), tworzących, w ogólności, krzywe w przestrzeni naprężeń i odkształceń.

Reprezentacja tensora naprężenia i odkształcenia w postaci niezmienników ma tę zaletę, że proces obciążenia można przedstawić w przestrzeni trójwymiarowej $p - q$ - θ. W przypadku badań trójosiowego ściskania, dla których θ = -30º, redukuje się ona do łatwej w prezentacji przestrzeni dwuwymiarowej p - q.

2.2. MODELE KONSTYTUTYWNE

2.2.1. Wprowadzenie

Z matematycznego punktu widzenia model konstytutywny ośrodka ciągłego jest związkiem między tensorami naprężenia i odkształcenia, lub ogólniej, między tensorami ich infinitezymalnych przyrostów lub prędkości. Celem każdego modelu jest możliwie wierne odtworzenie lub predykcja odpowiedzi gruntu na obciążenie, przy możliwie nieskomplikowanej implementacji do programów komputerowych i prostych metodach szacowania parametrów (Gudehus, 1985, Chen, 1988; Lade, 2005). Złożoność ośrodka gruntowego i dążenie do zadośćuczynienia temu zadaniu skłania badaczy do tworzenia ciągle nowych, ulepszonych związków konstytutywnych.

Szczególne natężenie tych prac obserwuje się od lat 60-tych ubiegłego wieku. W tworzonych współcześnie związkach konstytutywnych dąży się do ujęcia możliwie szerokiego spektrum mechanicznych właściwości ośrodka gruntowego, takich jak: silna nieliniowość związków „naprężenie – odkształcenie", anizotropia, plastyczność, pełzanie, wpływ pośredniej wartości głównej i kierunków głównych tensora naprężenia, oraz zjawisk zachodzących w nim pod działaniem obciążenia, w postaci np. upłynnienia, czy tworzenia się powierzchni poślizgu (bifurkacji), przy równoczesnym uwzględnieniu kształtujących je czynników, takich np. jak geologiczna i eksploatacyjna historia obciążenia, niepełna saturacja, struktura gruntu, itd. (Gudehus i Kolymbas,1985; Duncan, 1994).

Pojęcie modelowania jest w związku z powyższym bardzo szerokie i aby móc poruszać się swobodnie po tej tematyce należy ją uporządkować. Przegląd oraz krytyczną ocenę najpopularniejszych w geotechnice modeli konstytutywnych można znaleźć m.in. w opracowaniach Darve'a i in. (1988), Saady (1988a), Duncana (1994), Karmakara i in. (2003), Ladego (2005), Hájeka i Mašina (2006). Szczegółową i uporządkowaną klasyfikację zaproponował Gryczmański (1994, 1995b).

Wśród wymienionych, ogólnością wyróżnia się klasyfikacja modeli konstytutywnych według propozycji Darve'a i in. (1988). Jej podstawą jest pojęcie strefy tensorowej w przestrzeni przyrostów naprężenia. W obrębie danej strefy, funkcja tensorowa kierunku przyrostu naprężenia $\boldsymbol{M}(\boldsymbol{\sigma};\boldsymbol{\mu})$, specyfikująca ogólne równanie konstytutywne materiału nielepkiego (w zapisie wektorowym):

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{M}(\boldsymbol{\sigma};\boldsymbol{\mu})d\boldsymbol{\sigma}\ ,\ gdzie\ \ \boldsymbol{\mu} = \frac{d\boldsymbol{\sigma}}{\|d\boldsymbol{\sigma}\|}\ , \tag{2.47}$$

nie zależy od $\boldsymbol{\mu}$ i jest jednoznacznie określona przez bieżące naprężenie $\boldsymbol{\sigma}$ i pewne parametry stanu**.** Związki konstytutywne klasyfikuje się w zależności od liczby ich stref tensorowych i odpowiadających im różnych definicji funkcji $\boldsymbol{M}(\boldsymbol{\sigma})$, jako: *przyrostowo liniowe* (jedna strefa zajmująca całą przestrzeń), *przyrostowo biliniowe* (dwie strefy),

przyrostowo multiliniowe (wiele stref) i *przyrostowo nieliniowe* (nieskończenie wiele stref, czyli ciągła zmienność). Jako przykłady modeli przyrostowo biliniowych wymienić można związki bihiposprężyste, w których funkcja $\boldsymbol{M}(\boldsymbol{\sigma})$ jest określona inaczej w warunkach obciążania a inaczej w warunkach odciążania, oraz klasyczne modele sprężysto – plastyczne, które specyfikują funkcję $\boldsymbol{M}$ inaczej w przypadkach przyrostów naprężenia, skierowanych na zewnątrz powierzchni plastyczności, a inaczej, gdy naprężenia usytuowane są w jej wnętrzu.

2.2.2. Główny podział i struktura równań konstytutywnych

Związki **przyrostowo liniowe** można zapisać w postaci równania:

$$\delta\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}_t(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{\varepsilon})\cdot\delta\boldsymbol{\varepsilon}, \tag{2.48}$$

będącego jednocześnie równaniem hiposprężystości, w którym $\delta\sigma$, $\delta\varepsilon$ oznaczają infinitezymalne przyrosty naprężenia i odkształcenia, a $\boldsymbol{D}_t$ – styczną macierz sztywności zależną w przypadku ogólnym od aktualnego stanu naprężenia i odkształcenia. Równanie to ukazuje *explicite* liniowy charakter zależności między przyrostami $\delta\boldsymbol{\sigma}$ i $\delta\boldsymbol{\varepsilon}$, choć generalnie jest nieliniowe.

Założenie $\boldsymbol{D}_t(\boldsymbol{\sigma}) = \boldsymbol{D} = const$ umożliwia całkowanie równania (2.48), a jego wynik zależy od początkowych wartości stanu naprężenia i odkształcenia ($\boldsymbol{\sigma}_0$ i $\boldsymbol{\varepsilon}_0$). W najogólniejszym przypadku otrzymuje się postać:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}(\boldsymbol{\varepsilon}-\boldsymbol{\varepsilon}_0) + \boldsymbol{\sigma}_0. \tag{2.49}$$

Jest to równanie konstytutywne ośrodka liniowo odkształcalnego z początkowym naprężeniem i odkształceniem. Dopiero dodatkowe założenie istnienia beznaprężeniowego i bezodkształceniowego stanu początkowego tj. $\boldsymbol{\sigma}_0 = 0$ i $\boldsymbol{\varepsilon}_0 = 0$ prowadzi do powszechnie znanego związku liniowo sprężystego:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}\cdot\boldsymbol{\varepsilon} \tag{2.50}$$

W najbardziej złożonym przypadku trójskośnej anizotropii symetryczna macierz sprężystości składa się z 21 różnych stałych materiałowych:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ & & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ & & & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ & sym & & & D_{55} & D_{56} \\ & & & & & D_{66} \end{bmatrix}, \tag{2.51}$$

podczas gdy w najprostszym przypadku sprężystej izotropii – tylko z dwóch: modułu ściśliwości (Helmholtza) K i modułu ścinania (Kirchoffa) G:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} K+\frac{4}{3}G & K-\frac{2}{3}G & K-\frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ & K+\frac{4}{3}G & K-\frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ & & K+\frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ & & & G & 0 & 0 \\ & sym & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix}, \tag{2.52}$$

o klarownym znaczeniu fizycznym:

$$K = \frac{p'}{\varepsilon_{vol}}\Big|_{q=const}, \tag{2.53}$$

$$G = \frac{1}{3}\frac{q}{\varepsilon_s}\Big|_{p'=const}. \tag{2.54}$$

Równie często spotykany jest zapis:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ & sym & & & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}, \tag{2.55}$$

wywodzący się z mechaniki ośrodków innych niż rozdrobnione, wykorzystujący moduł Younga E oraz współczynnik Poissona ν. Poprawne oszacowanie wartości tych parametrów jest zdecydowanie bardziej skomplikowane, ponieważ wymaga wykonania badań w warunkach ściskania lub rozciągania próbek bez obecności ciśnienia bocznego. Istnieją jednak proste zależności:

$$E = \frac{9KG}{G+3K}, \tag{2.56}$$

$$\nu = \frac{1}{2}\frac{3K-2G}{G+3K}, \tag{2.57}$$

pozwalające wyznaczyć te parametry na podstawie danych modułów ściśliwości i ścinania.

Analizy z użyciem anizotropii trójskośnej są mało praktyczne ze względu na liczbę potrzebnych parametrów. W większości przypadków jednokierunkowa, sedymentacyjna historia obciążania podłoża pozwala z powodzeniem przyjąć, że

grunty zachowują się w sposób poprzecznie anizotropowy (anizotropia transwersalna), tzn. odpowiedź gruntu na obciążenie pionowe będzie inna niż na poziome, lecz niezależna od kąta przyłożenia obciążenia poziomego. Wówczas liczba niezależnych parametrów redukuje się do pięciu.

Z uwagi na fakt, że w badaniu trójosiowym, które jest najczęściej stosowane w praktyce laboratoryjnej, nie ma możliwości wyznaczenia więcej niż trzech stałych sprężystych, Graham i Houlsby (1983) zaproponowali szczególną formę poprzecznej anizotropii, możliwą do zapisania przy użyciu tylko trzech parametrów: E^*, ν^* i α, gdzie pierwsze dwa to zmodyfikowane wartości modułu Younga i współczynnika Poissona a α to parametr anizotropii.

Równanie konstytutywne transwersalnie anizotropowego modelu liniowo sprężystego w warunkach badania trójosiowego można zapisać w formie:

$$\begin{bmatrix} \delta p \\ \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K^* & J \\ J & 3G^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\varepsilon_{vol} \\ \delta\varepsilon_s \end{bmatrix}, \tag{2.58}$$

gdzie K^* i G^* są zmodyfikowanymi modułami ściśliwości i ścinania a J:

$$J = \frac{p}{\varepsilon_s}\Big|_{q=const} = \frac{q}{\varepsilon_{vol}}\Big|_{p=const}, \tag{2.59}$$

modułem sprzężenia efektów objętościowych i postaciowych.

Trzeba dodać, że wszystkie wyżej zdefiniowane stałe materiałowe mogą być funkcjami położenia w obszarze ciała. Mówi się wtedy o niejednorodnych materiałach liniowo – sprężystych.

Modele liniowo sprężyste gruntów nie wytrzymały próby czasu. W świetle współczesnego stanu badań opisują adekwatnie ich zachowanie tylko w niewielkich obszarach przestrzeni naprężeń wokół punktów ostrych zwrotów ścieżki naprężenia. Zachowują natomiast znaczenie jako podstawowe ogniwo procesów przyrostowo – iteracyjnych w numerycznych analizach zagadnień brzegowych.

Ważne znaczenie na obecnym etapie rozwoju modelowania konstytutywnego ośrodków ciągłych mają modele **przyrostowo biliniowe**, charakteryzujące się dwiema różnymi postaciami funkcji tensorowej $\boldsymbol{M}(\boldsymbol{\sigma})$. Naturalnym rozwinięciem związków hiposprężystych w tym kierunku jest właśnie zastosowanie ich różnych form w opisach obciążenia i odciążenia. Są jednak trudności z implementacją tej opcji równań przyrostowo biliniowych do analiz stanu granicznego, a także z opisem cyklu „obciążenie – odciążenie". Mróz (1980) wykazał, że o ile w przypadku ścieżek obciążania, opisy w ramach hiposprężystości i sprężysto – plastyczności są równoważne, to w odniesieniu do odciążeń różnica między oboma podejściami jest zasadnicza, a przewidywania w tym zakresie przy użyciu modelu bihiposprężystego sprzeczne z obserwacjami doświadczalnymi. W konkluzji Mróz stwierdził, że kryteria przejścia od obciążeń do odciążeń i z powrotem, stosowane w bihiposprężystości, prowadzą w przypadku niektórych ścieżek obciążenia do nierealistycznych przewidywań. Jest to zapewne główne źródło dominacji opcji sprężysto – plastycznej.

Typowa postać przyrostowego równania sprężysto – plastyczności, wyprowadzona na bazie znanych praw i hipotez jest następująca (Gryczmański, 1995c):

$$\delta\sigma = \mathbf{D}^{\mathrm{ep}}(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{\varepsilon})\cdot\delta\varepsilon\,. \tag{2.60}$$

Macierz sprężysto – plastyczna $\mathbf{D}^{\mathrm{ep}}$, w ujęciu ogólnym opartym na niestowarzyszonym prawie plastycznego płynięcia i dotyczącym materiałów ze wzmocnieniem plastycznym, dana jest wyrażeniem:

$$\mathbf{D}^{ep} = \left(\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D}\cdot\mathbf{n}_G\cdot\mathbf{n}_F{}^T\cdot\mathbf{D}}{\mathbf{n}_F{}^T\cdot\mathbf{D}\cdot\mathbf{n}_G + K_G}\right). \tag{2.61}$$

W powyższym równaniu **D** to macierz sprężystości, a $\boldsymbol{n}_G$ i $\boldsymbol{n}_F$ – jednostkowe wektory normalne do powierzchni odpowiednio potencjału $G(\boldsymbol{\sigma}', \xi, \boldsymbol{\omega})=0$ i plastyczności $F(\boldsymbol{\sigma}', \xi, \boldsymbol{\omega})=0$, wyrażone wzorami

$$\mathbf{n}_G = \frac{\mathbf{a}_G}{\|\mathbf{a}_G\|}\,,\ \mathbf{n}_F = \frac{\mathbf{a}_F}{\|\mathbf{a}_F\|}\,. \tag{2.62}$$

Wielkości $\boldsymbol{a}_G$ i $\boldsymbol{a}_F$ oznaczają gradienty odpowiednich powierzchni, a $\|\boldsymbol{a}_G\|$ i $\|\boldsymbol{a}_F\|$ - normy tych wektorów w przestrzeni naprężeń, czyli mówiąc prościej, ich długości w tej przestrzeni:

$$\|\mathbf{a}_Q\| = \sqrt{\mathbf{a}_Q{}^T\cdot\mathbf{a}_Q}\,, \tag{2.63}$$

gdzie:

$$\mathbf{a}_Q = gradQ = \left\{\frac{\partial Q}{\partial\boldsymbol{\sigma}'}\right\} = \left\{\frac{\partial Q}{\partial\sigma'_x},\frac{\partial Q}{\partial\sigma'_y},\frac{\partial Q}{\partial\sigma'_z},\frac{\partial Q}{\partial\tau'_{xy}},\frac{\partial Q}{\partial\tau'_{yz}},\frac{\partial Q}{\partial\tau'_{zx}}\right\} \tag{2.64}$$

przy czym $Q = G \cap F$.

Zmienna K_G w równaniu (2.61) oznacza moduł wzmocnienia plastycznego, związany z powierzchnią ograniczającą. W tym miejscu mogą występować również inne, opisane w dalszej części rozdziału, analogiczne obiekty, takie jak K_g, czy K_P, dotyczące odpowiednio powierzchni plastyczności i bieżącego punktu wewnątrz powierzchni ograniczającej. Specyfikacja modułów wzmocnienia plastycznego stanowi kluczowe zadanie w bardziej zaawansowanych koncepcjach plastyczności. Wielkościami definiującymi te moduły są parametry: wzmocnienia izotropowego (skalar) ξ i kinematycznego (wektor) $\boldsymbol{\omega}$.

Osobnej uwagi w kontekście klasyfikacji Darve'a i in. (1988) wymagają modele sprężysto – plastyczne o wzmocnieniu izotropowo - kinematycznym, które mają z reguły więcej niż dwie strefy tensorowe. Odpowiednikiem powierzchni plastyczności występującej w modelach o wzmocnieniu izotropowym jest tu powierzchnia ograniczająca, nie będąca obwiednią obszaru sprężystego. Powierzchnia plastyczności mieści się dopiero wewnątrz niej. W najprostszym przypadku modelu dwupowierzchniowego implikuje to trzy strefy tensorowe, co sytuuje go w klasie modeli **przyrostowo triliniowych**, Model trójpowierzchniowy należy sklasyfikować jako **przyrostowo quadriliniowy**, a modele wielopowierzchniowe należą generalnie do

klasy związków **przyrostowo multiliniowych**. W ogólnej systematyce równań konstytutywnych mieszczą się jeszcze równania **przyrostowo nieliniowe**, inaczej tzw. modele hipoplastyczne, zapisywane w ogólnej postaci:

$$\delta\boldsymbol{\sigma} = \mathcal{F}\,(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{\varepsilon},\delta\boldsymbol{\varepsilon})\cdot\delta\boldsymbol{\varepsilon}. \tag{2.65}$$

Ogólne wyrażenie izotropowej funkcji tensorowej $\mathcal{F}\,(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{\varepsilon},\delta\boldsymbol{\varepsilon})$ oparte jest na jej rozwinięciu w szereg Cayleya – Hamiltona, który ogranicza niezależne argumenty tensorowe do drugich potęg.

Odrębne grupy stanowią modele reologiczne uwzględniające wpływ czasu na odpowiedź gruntu na obciążenie. Będą to wówczas odpowiednio modele lepko-sprężyste i lepko-plastyczne. Niezależnie od typu związków konstytutywnych, w mechanice gruntów należy je stosować z wykorzystaniem pojęcia naprężeń efektywnych.

W celu naświetlenia w tej ogólnej klasyfikacji miejsca trzech stosowanych w niniejszej pracy modeli konstytutywnych (tj. modelu Coulomba – Mohra, Modified Cam Clay i NAHOS), na następnych stronach w zwięzły sposób omówiono mieszczące je grupy przyrostowo biliniowych i multiliniowych modeli sprężysto – plastycznych. Dla uzupełnienia opisu, podstawowe informacje na temat prostszych modeli przyrostowo liniowych oraz bardziej zaawansowanych modeli przyrostowo nieliniowych, umieszczono w załącznikach 2.1 i 2.2. W załącznikach 2.3 i 2.4 umieszczono natomiast opis modeli uogólnionej plastyczności oraz o plastyczności wielomechanizmowej, które co prawda mieszczą się w grupie modeli sprężysto – plastycznych (patrz: rysunek 2.3), lecz nie dotyczą bezpośrednio modeli wybranych do kalibrowania.

2.2.3. Modele przyrostowo biliniowe i multiliniowe

2.2.4.1. Sprężysto – plastyczność a bihiposprężystość

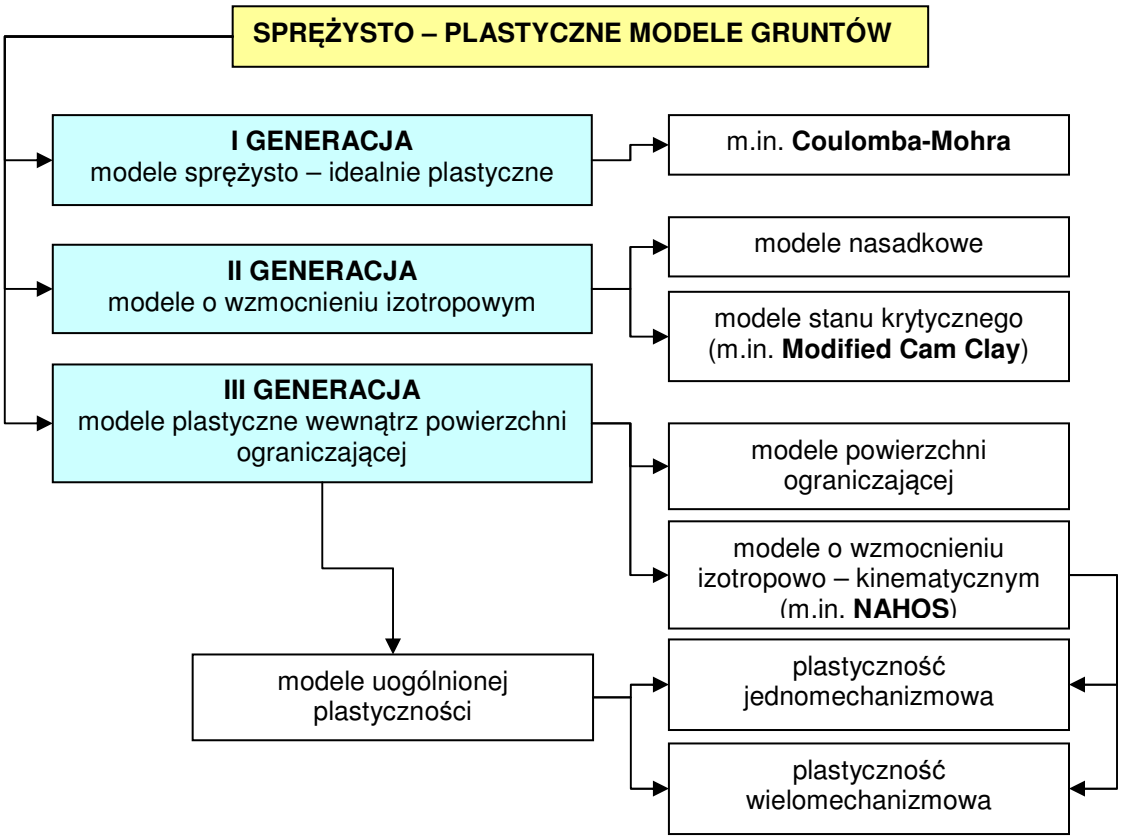
Najprostszym przykładem modeli przyrostowo biliniowych jest zastosowanie w związkach hiposprężystych innego opisu zachowania w procesie obciążenia i odciążenia, co zostało np. wykorzystane w modelu Duncana - Changa (1970) a także Davisa i Mullengera (1979). Z uwagi jednak na, wspomniane w rozdziale 2.2.2 za Mrozem (1980), ograniczenia adekwatności związków hiposprężystych w warunkach odciążenia, modelowanie rozwija się zasadniczo w kierunku sprężysto – plastyczności.

Podstawowym wkładem modeli sprężysto-plastycznych do zagadnień symulacji zachowania się podłoża pod obciążeniem jest wprowadzenie do rozważań zjawiska plastyczności, rozumianej jako nieodwracalność odkształceń i wrażliwość na ścieżki obciążenia. Elementem ją wyznaczającym jest powierzchnia plastyczności. Od modeli bihiposprężystych, ta opcja różni się również tym, że definiuje powierzchnię graniczną (nieograniczonego płynięcia plastycznego), która limituje dopuszczalny obszar występowania stanów naprężeń. Ogólna postać macierzy sztywności wyrażona jest równaniem (2.61).

W ramach tych modeli, w zależności od zakresów występowania plastyczności, można wyodrębnić trzy generacje i podrzędne im klasy, co zostało pokazane na

rysunku 2.3 jako modyfikacja propozycji Gryczmańskiego (1995b). Wyróżniono miejsca występowania modeli kalibrowanych w następnych rozdziałach niniejszej dysertacji.

Należy zaznaczyć, że dla III generacji modeli sprężysto – plastycznych trudno jednoznacznie znaleźć miejsce w klasyfikacji Darve'a i in. (1988), zawiera ona bowiem zarówno modele o jednej, wielu lub nieskończenie wielu powierzchniach progowych, a nawet modele bezpowierzchniowe (uogólnionej plastyczności). Wynika to z przyjęcia innego kryterium podziału – na rysunku 2.3 nie jest nim liczba powierzchni, lecz charakter wzmocnienia.



Rysunek 2.3. Klasyfikacja sprężysto – plastycznych modeli gruntów

2.2.4.2. Modele sprężysto – idealnie plastyczne

W tej generacji powierzchnia stanu granicznego $F(\sigma')=0$ jest jednocześnie powierzchnią plastyczności, wewnątrz której grunt zachowuje się sprężyście. Funkcja plastycznego płynięcia $F(\sigma')$ zależy wyłącznie od stanu naprężenia, nie ewoluuje zatem w przestrzeni naprężeń. Moduł wzmocnienia plastycznego $K_G = 0$. Najczęściej stosowane w praktyce są modele sprężysto – idealnie plastyczne o stowarzyszonym prawie płynięcia, w których powierzchnia potencjału $G(\sigma')=0$ jest tożsama z powierzchnią plastyczności $F(\sigma')=0$.

Poszczególne modele różnią się w zasadzie tylko kształtem powierzchni stanu granicznego w płaszczyźnie dewiatorowej. Podstawowe modele mają następujące przekroje dewiatorowe:

- model Coulomba (1773) – Mohra (1900) - równoboczny, lecz nierównokątny sześciobok,
- model Druckera – Pragera (1952) - okrąg będący tzw. małą lub dużą obwiednią sześcioboku Coulomba - Mohra,
- modele Gudehusa (1973), Ladego i Duncana (1975), Matsuoki i Nakai (1982), Podgórskiego (1984) – różne gładkie aproksymacje sześcioboku Coulomba – Mohra, przechodzące przez jego wierzchołki.

Wspólną cechą modeli jest stożkowy lub ostrosłupowy kształt powierzchni plastyczności w przestrzeni wartości głównych tensora naprężenia symetryczny względem linii hydrostatycznej.

Udoskonaleniem tego typu modeli jest m.in. wprowadzenie powierzchni potencjału, innej niż powierzchnia plastyczności (np. Drescher i in. 1967), co pozwala np. na uniknięcie lub złagodzenie błędnie przez nie symulowanego, nieograniczonego wzrostu objętości w stanie idealnego płynięcia materiału.

Z uwagi na fakt, że modele sprężysto – idealnie plastyczne różnią się od hiposprężystych zasadniczo tylko postulowaniem i opisem stanu granicznego, predykcja zachowania gruntu przed zniszczeniem, przy obciążeniach mniejszych od granicznych, niczym się nie różni od przewidywania za pomocą odpowiadających modeli hiposprężystych. Stan graniczny występuje w takich warunkach tylko w niewielkich obszarach masywu gruntowego, np. pod krawędziami sztywnego fundamentu, lub w przypowierzchniowej strefie gruntu za ścianą oporową. Dlatego też ta generacja modeli powinna być stosowana tylko w zagadnieniach, w których stan graniczny decyduje o przebiegu zjawisk, takich jak: stateczność skarp i zboczy, nośność podłoża itp.

2.2.4.3. Modele o wzmocnieniu izotropowym

W modelach o wzmocnieniu izotropowym powierzchnia ograniczająca $F=0$ jest tożsama z powierzchnią plastyczności. Może się ona rozszerzać lub kurczyć w przestrzeni naprężeń, zgodnie z przyjętym prawem izotropowego wzmocnienia plastycznego, zwykle typu objętościowego, a zatem jest funkcją nie tylko stanu naprężenia, ale również parametru wzmocnienia ξ: $F = F(\boldsymbol{\sigma}',\xi)$. Podstawowe prawo wzmocnienia oparte jest na wspomnianej w rozdziale 1.2., logarytmicznej zależności między nieodwracalną zmianą wskaźnika porowatości a efektywnym naprężeniem średnim. Początkowa powierzchnia plastyczności określa pierwotny stan normalnej konsolidacji. W stanach naprężenia wewnątrz powierzchni plastyczności grunt jest prekonsolidowany, tzn. (mówiąc potocznie) mniej obciążony niż w przeszłości. Modele sprężysto – plastyczne o wzmocnieniu izotropowym przypisują gruntom prekonsolidowanym zachowanie czysto sprężyste.

Parametr wzmocnienia izotropowego ξ określa się wzorem:

$$\delta\xi = \mathbf{h}^T \cdot \delta\varepsilon^p , \tag{2.66}$$

gdzie $\boldsymbol{h}$ jest wektorową funkcją materiałową, zdefiniowaną na podstawie badań doświadczalnych, a $\delta\boldsymbol{\varepsilon}^p$ – infinitezymalnym przyrostem odkształcenia plastycznego. Moduł wzmocnienia plastycznego K_G wyznacza się natomiast z równania:

$$K_G = -\frac{\dfrac{\partial F}{\partial \xi}}{\left\| \dfrac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\|} \mathbf{h}^T \cdot \mathbf{n}_G . \tag{2.67}$$

Oprócz powierzchni ograniczającej (plastyczności) definiuje się także odrębnie nieruchomą powierzchnię graniczną będącą funkcją stanu naprężenia. Wśród modeli sprężysto – plastycznych o wzmocnieniu izotropowym wyróżnia się modele stanu krytycznego, modele nasadkowe i inne, różniące się definicjami powierzchni charakterystycznych.

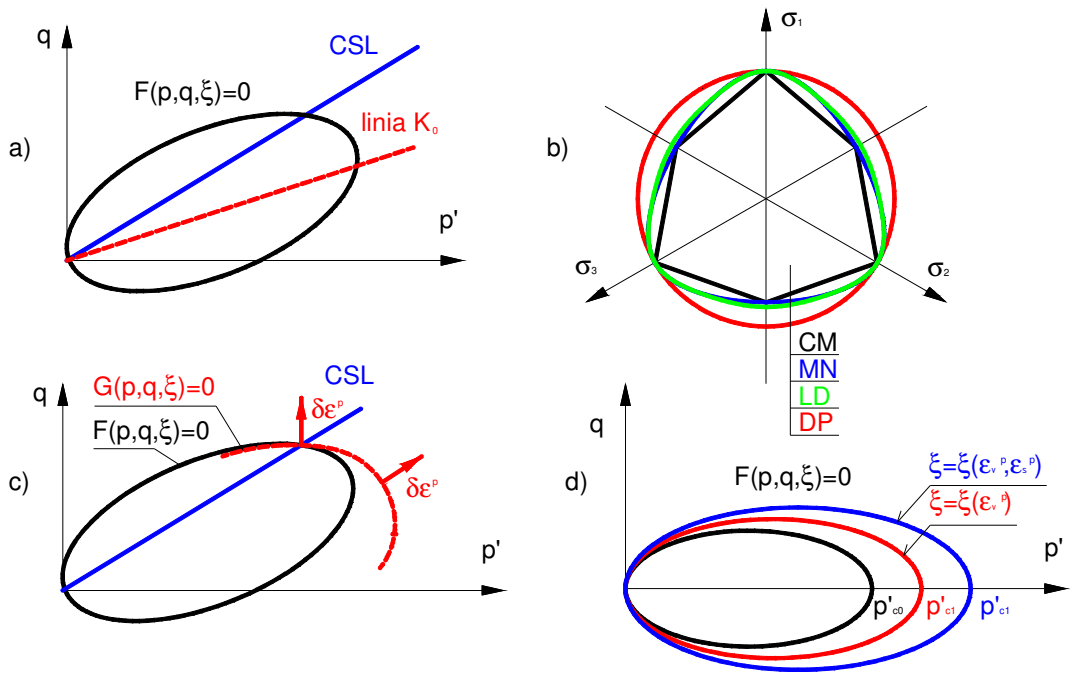
Podstawową wadą tej generacji modeli jest niemożność opisania zjawisk plastycznych wewnątrz powierzchni plastyczności, w tym braku wrażliwości na historię obciążenia w tym zakresie, dlatego modele te sprawdzają się przede wszystkim dla gruntów normalnie lub lekko prekonsolidowanych oraz w zagadnieniach, gdzie występują obciążenia monotoniczne.

W modelach stanu krytycznego CSSM (rysunek 2.5a) stan graniczny (zniszczenie) następuje, gdy ścieżka naprężenia osiągnie stożkową otwartą powierzchnię stanu krytycznego. Łączy ona szczytowe punkty C_i kolejnych konfiguracji kołowej w przekroju dewiatorowym obwiedni plastyczności $F(p',q,\xi)=0$ oddzielając podkrytyczne strefy wzmocnienia („wet") od nadkrytycznych stref osłabienia („dry"). W przestrzeni niezmienników p' - q powierzchnię stanu krytycznego reprezentuje prosta tworząca powierzchni stanu krytycznego, stąd jej powszechna nazwa „linia stanu krytycznego" (CSL – critical state line). W ujęciu klasycznym, w modelach tych stosuje się stowarzyszone prawo płynięcia, izotropię sprężystą i liniową zależność modułu ściśliwości K od naprężenia średniego p'.

Do rodziny stanu krytycznego należą wszystkie modele pochodzące wprost od prototypowego Cam Clay (Roscoe i in., 1958): Modified Cam Clay (Roscoe i Burland, 1968), Granta Gravel (Schofield i Wroth, 1968), model Schofielda (1980), czy model Roscoe'a-Hvorsleva (Houlsby i in., 1982). Różnią się od siebie tylko kształtem powierzchni plastyczności (Gryczmański, 1995c). Modele te poprawnie opisują większość zjawisk występujących w gruntach normalnie skonsolidowanych i lekko prekonsolidowanych. Uwzględniają odkształcenia trwałe i nieliniowość w stanie normalnej konsolidacji, wzrost sztywności z naprężeniem średnim, zmiany zagęszczenia gruntu, w tym brak odkształceń objętościowych przy plastycznym płynięciu. Do ich wad należy natomiast zaliczyć m.in. pomijanie wpływu anizotropii i pośredniej wartości głównej tensora naprężenia, nieuwzględnianie odchyleń od zasady normalności odkształceń plastycznych, czy gorszą predykcję odkształceń postaciowych w stosunku do objętościowych. Wewnątrz powierzchni plastyczności aktualne są wady postulowanych tam modeli sprężystych.

Udoskonaleniem klasycznych koncepcji stanu krytycznego są modele uwzględniające takie nieobecne w nich, a obserwowane doświadczalnie, ważne cechy gruntów, jak: anizotropia pierwotna, związana z jednoosiową historią odkształcenia; dewiatorowe wzmocnienie plastyczne; wpływ pośredniej wartości głównej tensora naprężenia na zachowanie się ośrodka, oraz nieprostopadłe do obwiedni plastyczności przyrosty plastycznego odkształcenia. Innowacje te realizowane są w udoskonalonych modelach jako efekt, odpowiednio: nachylenia powierzchni plastyczności do osi hydrostatycznej (m.in. Nova, 1986; Dafalias, 1986; Davies i Newson, 1993; Wheeler i

in., 2003) – patrz: rysunek 2.4a, uzależnienia „izotropowych” ewolucji tej powierzchni od dwóch niezmienników odkształcenia plastycznego - objętościowego i postaciowego (np. Wilde, 1977; Wheeler i in., 2003) - patrz: rysunek 2.4d, odejścia od jej kołowego przekroju dewiatorowego w kierunku sześcioboku Coulomba - Mohra (m.in. van Eekelen, 1980; Pu i in., 1985) – patrz: rysunek 2.4b, oraz wprowadzenia odrębnej powierzchni potencjału (m.in. Nova i Muir Wood, 1979) – patrz: rysunek 2.4c. Niezależnie od tego, rozwinięto modele teorii stanu krytycznego w ramach mechaniki gruntów nienasyconych - trójfazowych (Alonso i in., 1990; Wheeler i Sivakumar, 1995, Wheeler, 1996).

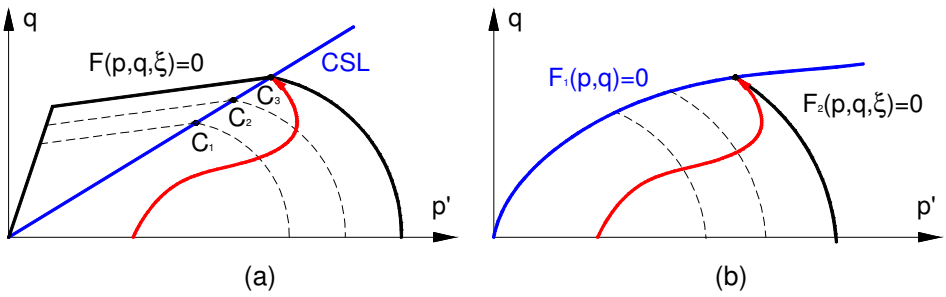


Rysunek 2.4. Udoskonalenia modeli CSSM: a) nachylenie powierzchni plastyczności uwzględniające anizotropię pierwotną, b) zróżnicowanie przekrojów dewiatorowych powierzchni plastyczności (CM - Coulomb-Mohr, MN – Matsuoka-Nakai, LD - Lade-Duncan, DP – Drucker Prager), c) powierzchnia potencjału G=0 różna od powierzchni plastyczności F = 0, d) wzmocnienie izotropowe jedno lub dwuparametrowe.

Modele typu „cap” (rysunek 2.5b) zostały rozwinięte w latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku przez Di Maggio i Sandlera (Di Maggio i Sandler, 1971; Sandler i in., 1976) w oparciu o model Druckera-Gibsona-Henkela (1957). Stan graniczny w klasycznych modelach tej klasy osiągany jest wówczas, gdy ścieżka naprężenia osiągnie nieruchomą powierzchnię stanu granicznego $F_1(p',q)=0$. Objętościowe wzmocnienie plastyczne uwzględnione jest natomiast przez puchnięcie powierzchni plastyczności $F_2(p',q,\xi_2)=0$. W modelach uogólnionych powierzchnia graniczna $F_1(p',q,\xi_1)=0$ może również się zmieniać w zależności od parametru wzmocnienia ξ_1. Niedostatkiem tej klasy modeli w porównaniu z modelami stanu krytycznego jest brak możliwości opisu osłabienia gruntów prekonsolidowanych i, tak jak w modelach sprężysto – idealnie plastycznych, nierealistyczny wzrost odkształceń objętościowych

podczas płynięcia plastycznego. Zaletą natomiast jest możliwość uniezależnienia praw wzmocnienia w równaniach obu powierzchni charakterystycznych, w przypadku modeli uogólnionych.

W ramach udoskonalania koncepcji nasadkowej powstało wiele modeli biorących pod uwagę niestowarzyszone prawo płynięcia (Janardhanam i Desai, 1982), wzmocnienie objętościowo – postaciowe (Lade, 1977; Majewski, 1994), czy wpływ kąta Lodego (Abduljauvad i Al-Buraim, 1991).



Rysunek 2.5. Przekrój izotropowy powierzchni plastyczności w modelach stanu krytycznego (a) i modelach typu „cap" (b)

2.2.4.4. Modele plastyczne wewnątrz powierzchni ograniczającej

Innowacją modeli sprężysto – plastycznych III generacji jest uwzględnienie plastyczności również w zakresie prekonsolidacji gruntu, co jest osiągane w inny sposób, w każdej z podrzędnych klas pokazanych na rysunku 2.3.

Modele powierzchni ograniczającej bazują na koncepcji powierzchni ograniczającej (BSSP – Bounding Surface Soil Plasticity) Dafaliasa i Herrmanna (1980, 1982) lub analogicznej propozycji Hashiguchi'ego i Ueno (1977). W zakresie normalnej konsolidacji modele te nie różnią się koncepcyjnie od modeli o wzmocnieniu izotropowym. Udoskonalony jest natomiast opis zachowania gruntu w stanie prekonsolidacji, odbiegający w naturze od (hipo)sprężystego. Obszar sprężystości w przestrzeni naprężeń został w tych modelach zredukowany do stałego punktu, zwanego środkiem podobieństwa. Wewnątrz powierzchni ograniczającej obowiązuje równanie:

$$\delta\sigma' = \left(\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_G \cdot \mathbf{n}_F{}^T \cdot \mathbf{D}}{\mathbf{n}_F{}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_G + K_P} \right) \cdot \delta\varepsilon \,. \tag{2.68}$$

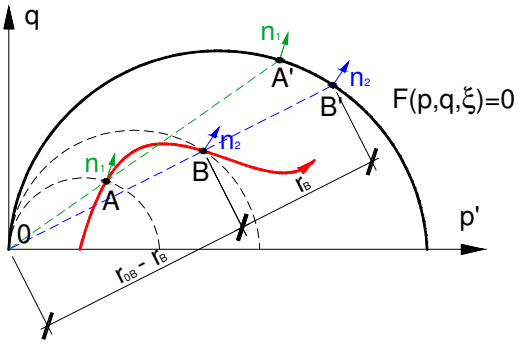
Macierz sprężysto - plastyczna różni się od tej wyrażonej równaniem ogólnym (2.61) modułem wzmocnienia plastycznego K_P, który związany jest z bieżącym stanem naprężenia. Określa się go przy użyciu formuły interpolacyjnej:

$$K_P = K_G + H(\sigma', \xi) \cdot \frac{r}{r_0 - r} \tag{2.69}$$

na zasadzie odwzorowania radialnego punktu (A, B – rysunek 2.6), reprezentującego bieżący stan naprężenia w przestrzeni niezmienników naprężenia, przez środek

podobieństwa (O) do punktu refleksyjnego (A', B'), leżącego na powierzchni ograniczającej. Zakłada się, że jednostkowe wektory normalne do powierzchni potencjału $\boldsymbol{n}_G$ i ograniczającej $\boldsymbol{n}_F$ w równaniu (2.68) są identyczne w punkcie bieżącym i refleksyjnym, co sprowadza się do istnienia domyślnej powierzchni obciążenia, przechodzącej przez punkt bieżący, homotetycznej do powierzchni ograniczającej.

Wprowadzona została dodatkowa funkcja wzmocnienia $H(\sigma',\xi)$, która uzależnia odpowiedź gruntu na zadaną ścieżkę naprężenia od odległości bieżącego stanu naprężenia do powierzchni ograniczającej, w sposób dopasowujący wyniki teoretyczne do eksperymentalnych.



Rysunek 2.6. Zasada odwzorowania radialnego w modelach powierzchni ograniczającej. Punkty: 0 – środek podobieństwa, A,B – bieżące stany naprężenia, A',B' – punkty zwierciadlane na powierzchni ograniczającej F; $\boldsymbol{n}_1,\boldsymbol{n}_2$ *– jednostkowe wektory normalne do powierzchni ograniczającej.*

W tej klasie powstały też inne modele, różniące się od źródłowych np. położeniem środka podobieństwa lub naturą wzmocnienia, np. model Bardeta (1986), ustawiający biegun sprężysty na osi hydrostatycznej, czy model Gryczmańskiego (1993) ujmujący silną nieliniowość charakterystyk ścinania w zakresie małych odkształceń. Odrębnymi propozycjami są modele uwzględniające anizotropię poprzez rotację lub/i zmianę kształtu powierzchni ograniczającej (np. MIT-E3: Whittle'a, 1993, Whittle'a i Kavvadasa, 1994; Lianga i Ma, 1992).

Niewątpliwą zaletą modeli powierzchni ograniczającej jest ujęcie nieliniowości odkształceń w zakresie prekonsolidacji; niedostatkiem natomiast - mało realistyczny opis zachowania gruntu w procesach cyklicznych: proste gałęzie odciążenia, gałęzie obciążenia wtórnego praktycznie nie różniące się od obciążenia pierwotnego, otwarte pętle histerezy. Poprawę tych odpowiedzi można uzyskać stosując modele o wzmocnieniu izotropowo – kinematycznym z ruchomym biegunem sprężystości.

Modele o wzmocnieniu izotropowo kinematycznym, jak zasygnalizowano w rozdziale 2.2.2, wprowadzają zwykle, oprócz powierzchni ograniczającej $F(\sigma',\xi) = 0$, dla której obowiązuje równanie (2.61), zbiór n gniazdowych powierzchni obciążenia $f_i(\sigma'-\omega,\xi) = 0$, $i = 0,1,...,n-1$. Powierzchnie te są homotetyczne wzajemnie oraz względem powierzchni ograniczającej i stale pozostają w jej wnętrzu. Zmianami ich położenia i wielkości (rozszerzanie i kurczenie) rządzą parametry: wzmocnienia objętościowego ξ oraz kinematycznego ω, w wersji klasycznej będące funkcjami stanu odkształceń plastycznych ε_{vol}. Każdą z nich opisuje równanie:

$$\delta\sigma' = \left(\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_g \cdot \mathbf{n}_f^{\,T} \cdot \mathbf{D}}{\mathbf{n}_f^{\,T} \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_g + K_g} \right) \cdot \delta\varepsilon \,, \tag{2.70}$$

w którym moduł wzmocnienia plastycznego wyraża się wzorem:

$$K_g = \frac{\dfrac{\partial f}{\partial \kappa} \cdot \mathbf{h}^T + \left(\dfrac{\partial f}{\partial \varpi} \right)^T \cdot \mathbf{w}}{\left\| \dfrac{\partial f}{\partial \sigma'} \right\|} \cdot \mathbf{n}_g \,, \tag{2.71}$$

Wielkości $\boldsymbol{n}_g$ i $\boldsymbol{n}_f$ oznaczają jednostkowe wektory normalne do powierzchni obciążenia $f_i(\sigma'\text{-}\omega,\kappa) = 0$ i powierzchni potencjału $g_i(\sigma'\text{-}\omega,\kappa) = 0$ a $\boldsymbol{w}$ i $\boldsymbol{h}$ – materiałowe macierze funkcyjne wyznaczane doświadczalnie, opisywane odpowiednio wzorem (2.72) i (2.74):

$$\delta\varpi = \mathbf{w} \cdot \delta\varepsilon^p \,. \tag{2.72}$$

Najmniejszą z powierzchni obciążenia ($f_0 = 0$) jest powierzchnia plastyczności, wewnątrz której obowiązują związki sprężyste.

W praktyce wektor materiałowy **h** specyfikuje się z reguły, korzystając ze wzoru (2.66). Np. w przypadku modeli stanu krytycznego różnych generacji (także o wzmocnieniu izotropowo – kinematycznym), które korzystają z prawa izotropowego wzmocnienia objętościowego, o postaci

$$\xi \equiv p_c = p_{c0} \cdot exp\left(\frac{(1+e_0) \cdot \varepsilon_{vol}^{\;p}}{\lambda - \kappa} \right), \tag{2.73}$$

wektor **h** dany jest wyrażeniem:

$$\mathbf{h} = \frac{1}{3} p_{c0} \cdot \left(\frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \right) \cdot exp\left(\frac{(1+e_0) \cdot \varepsilon_{vol}^{\;p}}{\lambda - \kappa} \right) \cdot \mathbf{m} \,. \tag{2.74}$$

Rzadko natomiast specyfikuje się macierz funkcyjną **w** na podstawie (2.72), by wykorzystać ją do określenia modułu wzmocnienia plastycznego przy użyciu wzoru typu (2.71). Z reguły pole modułu wzmocnienia plastycznego określane jest bezpośrednio na podstawie jednej z prostych formuł interpolacyjnych.

Klasa modeli o wzmocnieniu izotropowo - kinematycznym może być podzielona na wiele typów w zależności od liczby wprowadzonych powierzchni:

- modele wielopowierzchniowe (Nes), np. Prévosta (1977), Mroza – Norrisa – Zienkiewicza (1978),
- modele dwupowierzchniowe (Ts), np. Mroza – Norrisa – Zienkiewicza (1979), Hashiguchiego (1985), Al-Tabbaa'y i Muir Wooda (1989),
- modele trzypowierzchniowe, np. Hashiguchiego (1985), Stallebrass (1990), 3-SKH Stallebrass i Taylora (1997), Puzrina i Burlanda (1998), Hau'a i in. (2005),

- modele z nieskończoną liczbą powierzchni (Ins), np. Mroza – Norrisa – Zienkiewicza (1981), Mroza i Pietruszczaka (1983), Pietruszczaka i Mroza (1983),

Grupę bazową stanowią modele wielopowierzchniowe Nes, natomiast najprostszą opcję - modele dwupowierzchniowe Ts, w których grupa powierzchni gniazdowych redukuje się do jednej powierzchni plastyczności. W modelu trzypowierzchniowym Stallebrass (1990), oprócz powierzchni ograniczającej i plastyczności, istnieje jeszcze powierzchnia historii obciążenia.

Modele tej klasy, w przeciwieństwie do modeli powierzchni ograniczającej, dają możliwość symulacji zamkniętych pętli histerezy. Ich wadami są: brak ciągłości modułu wzmocnienia przy przejściu do stanu normalnej konsolidacji i niedostateczna symulacja narastania ciśnienia wody w porach przy obciążeniach cyklicznych (modele Nes i Ins) oraz prawie identyczne charakterystyki σ'-ε przy obciążeniu pierwotnym i wtórnym (modele Ts).

Niedostatki te zostały wyeliminowane w odrębnej grupie modeli z chwilową powierzchnią obciążenia *„Subloading Surface"* (Hashiguchi, 1986, Topolnicki, 1990), łączących teorię powierzchni ograniczającej i modeli dwupowierzchniowych. Środek podobieństwa porusza się tu wewnątrz jednej tylko powierzchni chwilowego obciążenia $f = 0$, zależnie od wzrostu odkształceń trwałych. Powierzchnia ta wyznaczana jest przez bieżący punkt naprężenia. Moduł wzmocnienia plastycznego K_g jest funkcją stosunku średnicy powierzchni obciążenia do średnicy homotetycznej powierzchni ograniczającej $F = 0$, przy czym w środku podobieństwa $K_g = \infty$.

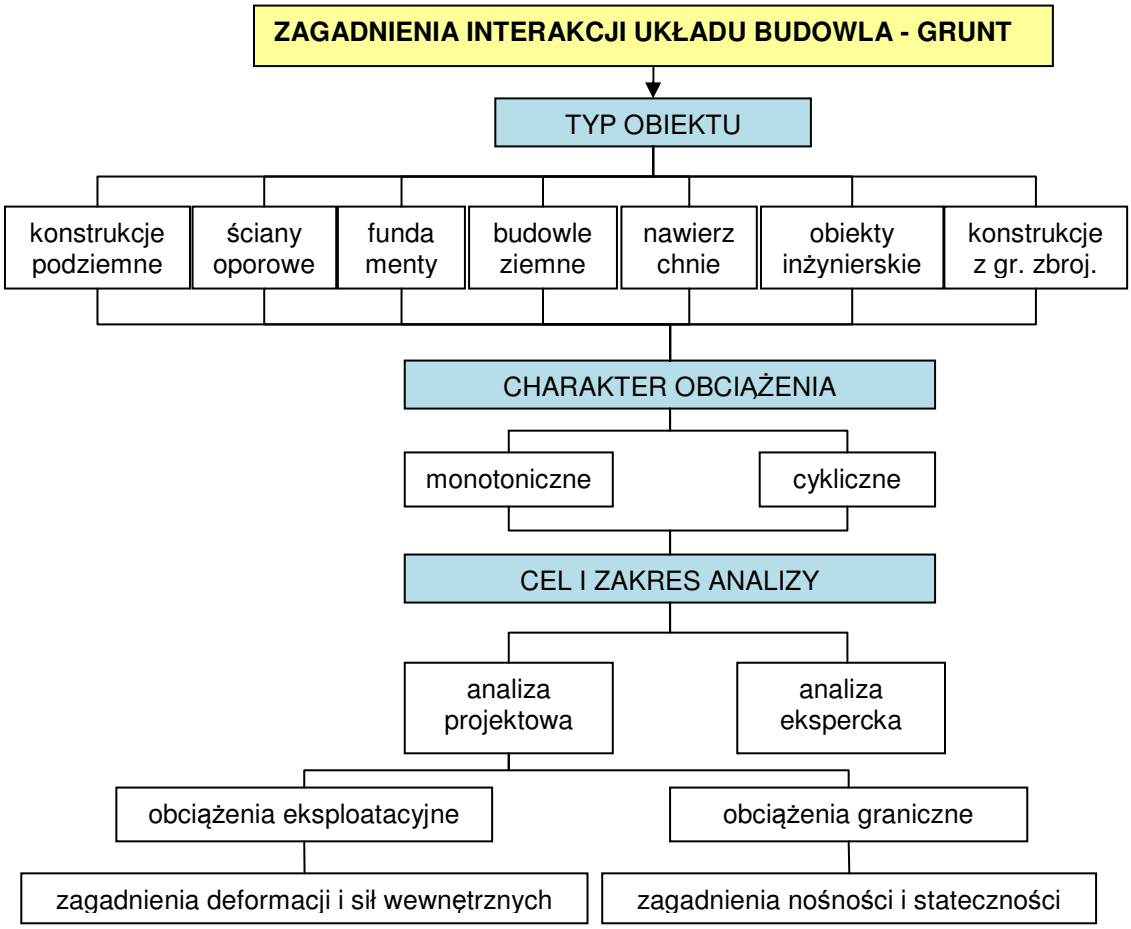
Modelem mieszczącym się w tej klasie jest także model NAHOS (Gryczmański i in., 1998), w którym powierzchnia plastyczności, zredukowana do punktu, pokrywającego się z bieżącym stanem naprężenia, podlega translacji zgodnie z zasadą odwzorowania radialnego. Zachowanie wewnątrz powierzchni ograniczającej opisywane jest, podobnie jak w modelach powierzchni ograniczającej, zależnościami (2.68) i (2.69), przy czym środek podobieństwa nie jest stały, lecz zmienia swoje położenie przy każdym ostrym zwrocie ścieżki naprężenia. Z uwagi na redukcję powierzchni plastyczności, model NAHOS, w przeciwieństwie do innych modeli o wzmocnieniu izotropowo kinematycznym, można zaliczyć do modeli przyrostowo biliniowych.

2.3. ANALIZY MES ZAGADNIEŃ INTERAKCJI MASYWU GRUNTOWEGO Z BUDOWLAMI GEOTECHNICZNYMI

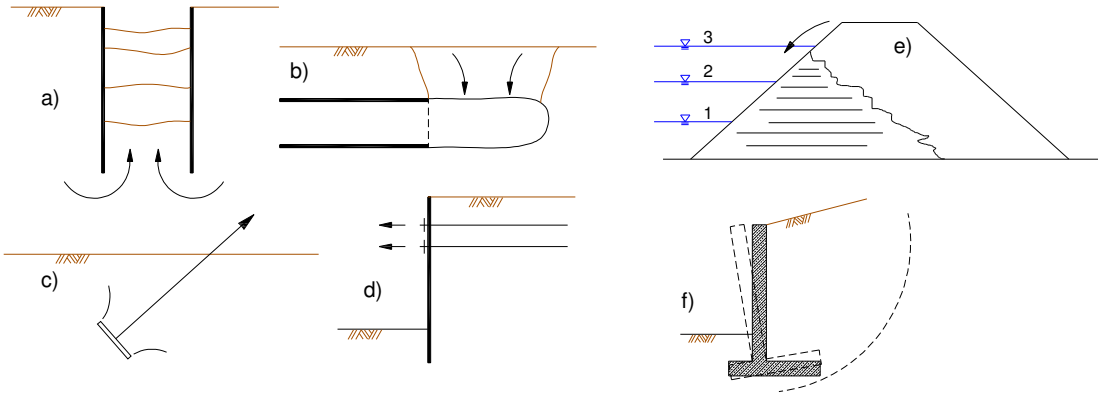
Modelowanie w geotechnice ma przede wszystkim na celu symulację spotykanych w praktyce geotechnicznej zagadnień współdziałania budowli z podłożem. Zróżnicowanie tych przypadków jest ogromne, dodatkowo w każdym z nich inne zjawiska mogą mieć wpływ na projektowanie. Ogólnej klasyfikacji problemów współdziałania budowli z podłożem podjął się m.in. Gryczmański (1994, 1998), proponując podział jak na rysunku 2.7,. w zależności nie tylko od typu analizowanego obiektu, ale również od sposobu jego obciążania oraz celu i zakresu obliczeń.

To charakterystyka zagadnienia powinna decydować o wyborze najbardziej adekwatnego modelu konstytutywnego gruntu, a tym samym implikować zestaw potrzebnych parametrów geotechnicznych. Ma to szczególne znaczenie w zadaniach, w których wiarygodna symulacja zachowania masywu gruntowego ma decydujący

wpływ na wytężenie konstrukcji i warunki użytkowania projektowanego obiektu. Dotyczy to np. przypadków przedstawionych za Ladem (2005) na rysunku 2.8.



Rysunek 2.7. Klasyfikacja zagadnień interakcji układu budowla - grunt.



Rysunek 2.8. Przykłady zagadnień, w których grunt ma dominującą rolę w warunkach nośności i użytkowania konstrukcji: a) głęboki wykop, b) wiercenie tunelu, c) wyciąganie kotwy, d) wyciąganie gwoździa gruntowego, e) stateczność zapory wypełnianego wodą zbiornika, f) stateczność ściany oporowej

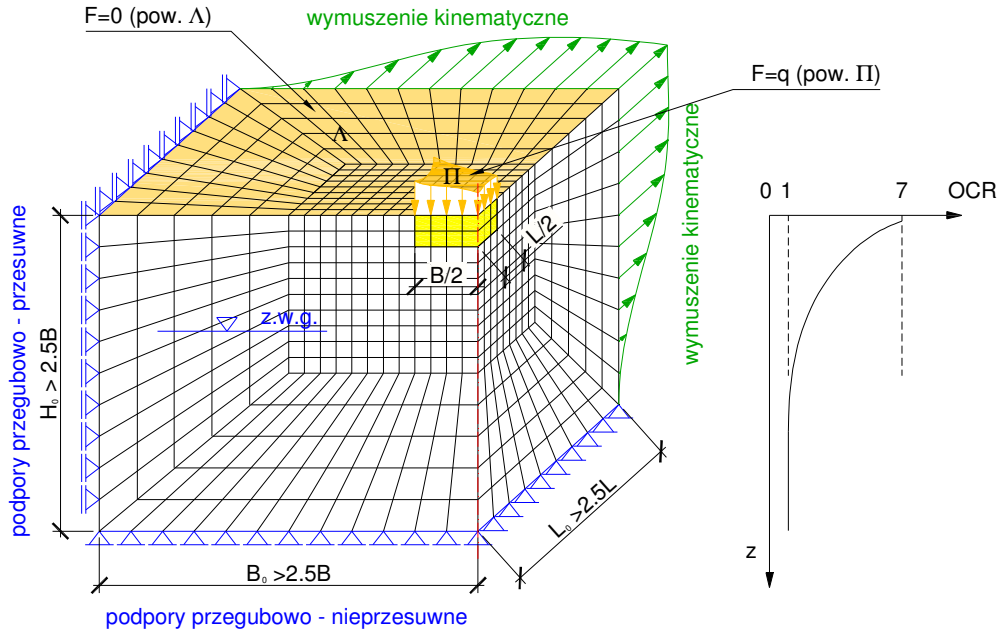
Wszędzie tam, gdzie ma się do czynienia z bardzo odkształcalnymi gruntami, gdzie stan naprężenia jest odległy od zniszczenia albo gdy istotną rolę odgrywają obciążenia cykliczne, proste modele np. sprężysto – idealnie plastyczne nie są dostateczne. Należy wówczas sięgnąć po bardziej zaawansowane związki konstytutywne. W pracy Duncana (1994) można znaleźć np. bogate zestawienie przypadków, zaczerpniętych ze 100 publikacji, dla których podjęto się obliczeń numerycznych z wykorzystaniem zaawansowanych modeli konstytutywnych. Wśród analizowanych zadań znalazły się m.in. głębokie wykopy, ściany szczelinowe, konstrukcje oporowe, zakotwienia, zapory, nasypy, tunele, zbocza naturalne i skarpy. Autor zestawienia zauważył, że modelami najchętniej stosowanymi, przede wszystkim z uwagi na niewielką liczbę parametrów, pozwalającymi równocześnie na rozsądną predykcję wielkości porównywanych z pomiarami w terenie (przemieszczenia, ciśnienie wody w porach itd.) były modele stanu krytycznego.

Współcześnie, realne są numeryczne rozwiązania większości problemów związanych z wyżej wymienionymi przypadkami. Warunkiem jest jednak użycie programów komputerowych zawierających kody zaawansowanych związków konstytutywnych. Wiarygodne rozwiązania analityczne skomplikowanych zagadnień geotechnicznych są bowiem praktycznie niemożliwe. Standardem dzisiaj jest użycie programów wykorzystujących metodę elementów skończonych (MES) lub, znacznie rzadziej: metodę elementów brzegowych (MEB). Biblioteka dostępnych programów MES mieści takie aplikacje jak: ABAQUS, CRISP, HYDRO-GEO, DIANA, PLAXIS, CESAR – LCPC, czy Z_SOIL,PC.

Stworzenie modelu podłoża w programie MES obejmuje nie tylko przyjęcie wybranych związków konstytutywnych dla gruntu i współdziałającej z nim konstrukcji, ale również określenie geometrii masywu i konstrukcji, warunków początkowych i brzegowych oraz dyskretyzację obszaru, czyli podział na elementy skończone. W wielu nowoczesnych programach MES dyskretyzacja obszaru jest zautomatyzowana, co zdecydowanie ułatwia konstruowanie modelu. Aktualnie w każdym programie MES znajduje się również opcja tarciowej strefy kontaktowej (*interface*) między elementami o znacząco różnych właściwościach, eliminującej teoretyczne i numeryczne problemy w modelowaniu tego styku. Jest ona opisywana zwykle albo przy użyciu modelu powierzchni poślizgowej Goodmana i in. (1968) albo modelu cienkiej warstwy Desai'a i in. (1984).

O rozmiarach modelu MES decyduje przede wszystkim kształt i wielkość projektowanej konstrukcji oraz sposób jej obciążenia, a także obecność warstw o znacznej sztywności lub różnego typu „inkluzji". Najbardziej pożądane byłoby zbudowanie modelu, w którym podłoże jest półprzestrzenią nieograniczoną. Istnieje wprawdzie opcja siatek z elementami nieskończonymi, jest jednak rzadko wykorzystywana i została wdrożona tylko do nielicznych znanych systemów komputerowych MES. Standardem jest więc wciąż model MES podłoża o wymiarach skończonych. Zgodnie z zasadami optymalnego kształtowania siatki, wymiary modelu MES, zazwyczaj prostokątnego lub prostopadłościennego, powinny obejmować cały obszar masywu gruntowego, w którym stan naprężenia i odkształcenia zależy od wartości obciążeń zewnętrznych, działających na zdyskretyzowaną konstrukcję. Jeżeli w trakcie rozpoznania podłoża ustalono, że na pewnej relatywnie niedużej głębokości występuje warstwa o dużej sztywności (skała, grunt spoisty w stanie zwartym lub bardzo zagęszczony grunt gruboziarnisty), wówczas jej strop może stanowić dolny brzeg modelu MES. W innych przypadkach zwykło się przyjmować, że wysokość

modelu MES H_0 powinna wynosić przynajmniej 2.5 – krotność większej szerokości konstrukcji *B*, a jego szerokość - co najmniej 5*B* (rysunek 2.9). Badania Fedorowicz (2006) dowodzą jednak, że wymiary modelu nie powinny być przyjmowane arbitralnie, lecz zależnie od stosowanego dla podłoża modelu konstytutywnego. W modelach stanu krytycznego i innych o module sztywności rosnącym z głębokością, możliwe jest ustalenie minimalnej wysokości modelu numerycznego, której dalsze zwiększanie pozostaje bez wpływu na wynik analizy osiadania. Modele sprężyste natomiast przewidują ciągły wzrost przemieszczenia przy zwiększaniu rozmiarów modelowanej bryły. Tym samym symulacja rzeczywistych osiadań fundamentu z ich użyciem nie jest możliwa.



Rysunek 2.9. Przykład modelu numerycznego fundamentu stopowego z zaznaczeniem warunków początkowo – brzegowych

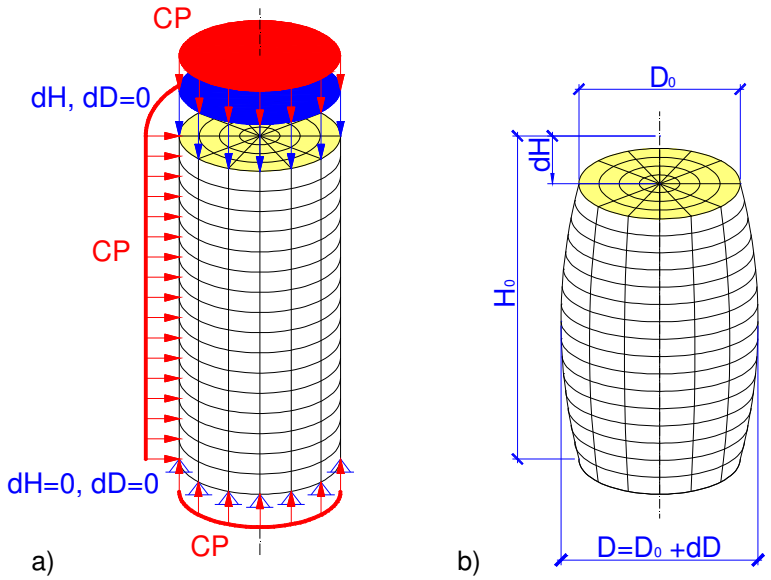
Określenie warunków brzegowych i początkowych w analizie MES polega na podaniu sposobu podparcia i obciążenia modelowanego masywu gruntowego lub jego części, wraz z ewentualną konstrukcją, jak również początkowych wartości stanu naprężenia, uwarunkowanych geometrią warstw (ich miąższością i kształtem), rodzajem i stanem tworzących warstwy gruntów, współczynnikiem ich prekonsolidacji, a także poziomem i charakterem zwierciadła wody gruntowej. Stanowią one indywidualną cechę każdego zagadnienia.

Warunki początkowe są wynikiem polowego rozpoznania terenu (CPTU, DMT, wiercenia, badania piezometryczne) oraz badań laboratoryjnych. Reprezentowane są przez dane pole naprężenia pierwotnego (in situ) w masywie gruntowym, uwzględniające efektywne ciężary objętościowe i zależne od historii geologicznej współczynniki parcia geostatycznego warstw gruntów.

Ciągłe warunki brzegowe sprowadzane są w analizach MES do usytuowanych w węzłach brzegowych podpór nieprzesuwnych lub przesuwnych (jednorodne warunki Dirichleta lub mieszane) oraz danych niezerowych lub zerowych powierzchniowych sił węzłowych (niejednorodne lub jednorodne warunki Neumanna). Przy typowej analizie

konstrukcji współdziałającej z masywem gruntowym (np. fundament, ściana oporowa, tunel) lub budowli ziemnej (np. skarpa, nasyp, kopiec), warunki Dirichleta realizuje się w węzłach dolnego brzegu modelu jako podpory przegubowo – nieprzesuwne, natomiast w węzłach pionowego brzegu obszaru – jako podpory przegubowo – przesuwne, umożliwiające swobodne przemieszczenia pionowe. Warunki tego typu oznaczają zerowanie odpowiednich składowych przemieszczenia u_i w węzłach brzegu (rysunek 2.9). W przypadku natomiast, gdy konstrukcja lub masyw gruntowy obciążony jest wymuszeniem kinematycznym, w odpowiednich węzłach modelu zakłada się niezerowe wartości pola przemieszczeń. Tego typu sytuacja ma miejsce np. przy modelowaniu deformacji górniczych oraz innych wpływów parasejsmicznych i sejsmicznych. W pozostałych węzłach brzegu obszaru definiuje się wartości sił powierzchniowych. Przykładowo na rysunku 2.9 warunki Neumanna zadano w węzłach na górnej powierzchni fundamentu stopowego Π jako obciążenie siłami wynikającymi z nierównomiernie rozłożonego obciążenia q, a w węzłach na pozostałej powierzchni Λ jako zerowe wartości sił.

Analizy numeryczne metodą elementów skończonych wykonuje się czasem celowo dla izolowanego, bardzo ograniczonego fragmentu masywu, np. o wielkości próbki gruntu w aparacie trójosiowego ściskania. Celem takiego zadania może być np. badanie odchylenia od zakładanej w teście laboratoryjnym jednorodności stanu naprężenia i odkształcenia, jakie występuje w badaniu z tarciowymi nasadkami (Fu i in., 2007). Warunki brzegowe dla tego problemu należy wtedy postawić inaczej. Analizowany obszar ma kształt cylindryczny. Przy badaniu w aparacie konwencjonalnym, w węzłach górnej lub dolnej powierzchni próbki określa się pole przemieszczeń zgodne z ruchem tłoka aparatu, na powierzchni przeciwnej zakłada się podpory przegubowo – nieprzesuwne, dodatkowo we wszystkich węzłach powierzchniowych przykłada się siły symulujące ciśnienie wody w komorze (rysunek 2.10).



Rysunek 2.10. Przykład modelu numerycznego cylindrycznej próbki w badaniu trójosiowego ściskania z nasadkami tarciowymi; a) warunki brzegowe, b) odkształcenie elementów po przyłożeniu obciążenia

Czasochłonność analizy numerycznej zależy od skomplikowania związków konstytutywnych zastosowanego modelu materiałowego oraz od liczby węzłów w siatce elementów skończonych, a co za tym idzie – od liczby równań. Czas obliczeń jest szczególnie silnie uwarunkowany szerokością pasma niezerowego macierzy sztywności modelu MES.

Niektóre problemy geotechniczne dają się uprościć do zagadnień dwuwymiarowych, obsługiwanych przez wszystkie dostępne programy komputerowe wymienione wcześniej. Pierwszym przykładem są zagadnienia płaskiego stanu odkształcenia, kiedy to analiza „plastra" modelu o grubości 1m może być uogólniona na całą długość obiektu. Dotyczy to budowli liniowych, takich jak: skarpy (np. Kania, 2007), zbocza naturalne (np. Frankowski i Gałkowski, 2006), obwałowania (np. Kuboń i Tatara, 2006), nasypy drogowe i kolejowe (np. Batog i in., 2006), ściany oporowe, szczelinowe (np. Siemińska – Lewandowska, 2001; Mitew – Czajewska, 2005) i ławy fundamentowe.

Innym przypadkiem są zadania osiowo symetryczne, w których można zdefiniować powtarzalną połowę siecznego przekroju obiektu. Do tego typu zagadnień geotechniki należą np. kopce, zbiorniki cylindryczne (np. Lewiński, 2007), pojedyncze pale (np. Bzówka, 2001; Said i in., 2009) i kolumny kamienne (np. Kwiecień, 2008). Problemem rozważanym w układzie osiowo – symetrycznym jest także wspomniany powyżej przypadek próbki w badaniu w aparacie trójosiowego ściskania. Mimo globalnej osiowej symetrii konstrukcji i obciążenia nie można do nich natomiast zaliczyć fundamentów pierścieniowych chłodni kominowej pod działaniem ciężaru własnego (Biały, 2008). Układ słupów ukośnych sytuuje je w grupie ustrojów o strukturze periodycznej. Podobnie powinno kategoryzować fundamenty pierścieniowe na palach.

Powyższe uproszczenia są niestety adekwatne tylko w sytuacjach, gdy założenie płaskiego stanu odkształcenia lub osiowej symetrii dotyczy nie tylko symulowanego obiektu, ale również profilu współpracującego z nim masywu gruntowego, co znacznie zawęża ich zastosowania.

Zagadnienia geotechniczne, nie spełniające tych warunków, muszą być zatem modelowane w pakietach komputerowych umożliwiających analizę trójwymiarową. Ta konieczność nie dotyczy wyłącznie problemów złożonych, ale nawet zagadnień tak, wydawałoby się, prostych jak posadowienie stopowego fundamentu prostopadłościennego, czy cylindrycznego zbiornika na podłożu uwarstwionym nierównomiernie. Zaawansowane analizy 3D były stosowane m.in. do modelowania fundamentów obiektów wysokościowych (Topolnicki i in., 2006), obiektów kubaturowych o złożonym rzucie (Furstenberg i in., 2004), zapór (Bruzda i in., 2006), głębienia tuneli (Vermeer i in., 2002; Migliazza i in., 2009), czy instalacji cylindrycznej ściany szczelnej wykonywanej segmentami (Arai i in., 2008).

3. PODSTAWY PARAMETRYCZNEJ IDENTYFIKACJI MODELI

3.1. IDENTYFIKACJA PARAMETRYCZNA JAKO ZAGADNIENIE NIELINIOWEJ REGRESJI

Nieodłącznym elementem każdego modelu konstytutywnego jest zestaw parametrów, traktowanych jako wartości liczbowe, pozwalających na dopasowanie symulowanej odpowiedzi materiału do, ogólnie pojętej, rzeczywistości. W rozdziałach poprzednich kilkakrotnie stwierdzano, że parametry stworzonych dotąd modeli nie są, w istocie, stałe. Zależą od historii obciążenia w danym punkcie masywu gruntowego, a więc m.in. w mniejszym lub większym stopniu od warunków brzegowych i od miejsca w obszarze ciała. Można więc jedynie poszukiwać wektora parametrów, zapewniającego optymalne dopasowanie według przyjętego kryterium. Problem komplikuje dodatkowo fakt, iż niejednorodny, wielofazowy ośrodek gruntowy jest w istocie ośrodkiem stochastycznym. Wyniki badania próbek naturalnych w stanie nienaruszonym, ale również próbek przygotowanych w warunkach laboratoryjnych, zawsze wykazują pewien rozrzut, mimo identycznej procedury obciążenia. Taka charakterystyka świadczy o losowej naturze gruntu, możliwej do opisania tylko metodami statystycznymi.

Tym samym parametry stają się współczynnikami regresji, w ogólności nieliniowej, w której zależność pomiędzy zmiennymi objaśniającymi (niezależnymi) a zmienną objaśnianą (zależną) jest nieliniowa. Formalnie ogólną postać tej zależności można zapisać wzorem:

$$Y = f(\mathbf{X} + \varepsilon_X, \boldsymbol{\beta}) + \varepsilon, \tag{3.1}$$

gdzie:

- **X** – wektor zmiennych objaśniających,
- Y – zmienna objaśniana,
- **β** – wektor współczynników regresji (zwykle liczby rzeczywiste),
- ε – błąd losowy zmiennej objaśnianej,
- ε_X – błąd losowy zmiennej objaśniającej,

Niekiedy przyjmuje się założenie, że błąd losowy ma rozkład normalny o wartości oczekiwanej 0 i skończonej, stałej wariancji σ^2, co można zapisać jako:

$$\varepsilon : N(0, \sigma^2). \tag{3.2}$$

Na przykład dla tylko jednej zmiennej niezależnej X model regresji nieliniowej może mieć postać wielomianu n-tego stopnia:

$$Y = \beta_0 + X\beta_1 + X^2\beta_2 + X^3\beta_3 + \ldots + X^n\beta_n + \varepsilon. \tag{3.3}$$

Jeśli potęgowe zmienne niezależne zastąpi się zmiennymi w pierwszej potędze np. $X^i = x_i$, wówczas model ten można sprowadzić do regresji liniowej o postaci:

$$Y = \beta_0 + x_1\beta_1 + x_2\beta_2 + x_3\beta_3 + \ldots + x_n\beta_n + \varepsilon. \tag{3.4}$$

W najprostszym przypadku tylko jednej zmiennej objaśniającej x zadanie sprowadza się do wyznaczenia prostej o równaniu:

$$Y = \beta_0 + x\beta_1 + \varepsilon. \tag{3.5}$$

Parametry β_0 i β_1 nie są znane, tylko szacowane na podstawie n – elementowej próby składającej się z zestawu obserwacji (x_i, y_i) dla i = 1, 2,..., n. Oszacowana funkcja regresji liniowej przyjmuje wówczas następującą postać:

$$\hat{y} = b_0 + xb_1 + e_i, \tag{3.6}$$

gdzie e_i to tzw. reszty (zmienne losowe) definiowane jako:

$$e_i = y_i - \hat{y}, \tag{3.7}$$

a b_i - estymatory parametrów β_i.

Dla postaci ogólnej modelu nieliniowego (3.1) reszty można zapisać jako:

$$e = Y - f(\mathbf{X}, b). \tag{3.8}$$

Dopasowanie teoretycznej funkcji regresji do wyników doświadczeń odbywa się przez optymalny dobór wartości parametrów w taki sposób, aby błędy zmiennych były możliwie najmniejsze.

Regresja liniowa stosowana jest najczęściej w trakcie lokalnego kalibrowania modeli konstytutywnych, w tych przypadkach gdy współczynnikom liczbowym modelu nadaje się sens fizyczny w postaci nachylenia pewnej prostej lub jej rzędnej. Przykładem może być szacowanie wartości parametrów ϕ i c modelu Coulomba – Mohra na podstawie wyników testu w aparacie bezpośredniego ścinania, przy czym zmiennymi objaśniającymi są wówczas naprężenia normalne zadane na próbkę, a zmienną objaśnianą styczne naprężenie ścinające.

Regresja nieliniowa ma natomiast zastosowanie przede wszystkim w procesie kalibrowania globalnego, kiedy jej zadaniem jest symulacja ciągłej odpowiedzi gruntu na obciążenie.

3.2. KRYTERIA IDENTYFIKACJI

3.2.1. Wprowadzenie

Kryteria kalibrowania modeli zależą od przyjętej miary błędu. Jak już wspomniano w rozdziale 1.2, w geomechanice zastosowanie znalazły cztery metody szacowania wartości parametrów ***b***, czyli współczynników regresji:

- metoda najmniejszych kwadratów (MNK),
- metoda największej wiarygodności (MNW),
- podejście Bayesowskie,
- filtrowanie Kalmana.

Najstarszą z nich, jeśli chodzi o sformułowanie teoretyczne, jest podejście Bayesowskie. Jest to metoda najbardziej ogólna, którą przy określonych założeniach można sprowadzić do metod MNK i MNW. Z uwagi na skomplikowany zapis, metody Bayesowskie są stosowane w praktyce od niedawna, ustępując pola prostszej metodzie największej wiarygodności oraz najpopularniejszej i najłatwiejszej w zastosowaniu metodzie najmniejszych kwadratów. Filtrowanie Kalmana jest najnowszym sposobem estymacji parametrów (~1960), również związanym z podejściem Bayesowskim. Ma jednak do tej pory niewiele zastosowań w geomechanice. Z uwagi na możliwość uwzględnienia błędów odczytu i różnych charakterystyk urządzeń pomiarowych, w procedurach kalibrowania globalnego coraz częściej stosuje się MNW i podejście Bayesowskie. Przy kalibrowaniu lokalnym natomiast prym wiedzie metoda najmniejszych kwadratów.

Poniżej przedstawiono krótki opis MNK i MNW oraz zasygnalizowano tylko podstawowe cechy podejścia Bayesowskiego i filtrowania Kalmana.

3.2.2. Metoda najmniejszych kwadratów

Metoda najmniejszych kwadratów polega na znalezieniu takiego estymatora b parametru β, aby suma kwadratów reszt (odchylenia rzędnych punktów empirycznych, czyli wartości mierzonych, od wykresu funkcji regresji, czyli wartości obliczonych) była najmniejsza. Uzyskuje się to przez minimalizację funkcji celu zapisywanej w postaci:

$$S(b) = e'e = \sum_{i=1}^{n} e_i^2 = \sum_{i=1}^{n} \left(y_i - f(x_i, \mathbf{b})\right)^2 = \sum_{i=1}^{n} \left(y_i - \hat{y}_i\right)^2 . \tag{3.9}$$

Po zróżniczkowaniu $S(\mathbf{b})$ względem $\mathbf{b}$ otrzymuje się układ równań nieliniowych, który z reguły nie ma analitycznego rozwiązania. Oszacowanie estymatora **b** jest możliwe po zlinearyzowaniu funkcji przez jej rozwinięcie w szereg Taylora.

Metoda najmniejszych kwadratów zwykle stosowana jest przy regresji liniowej. W takim przypadku po przyrównaniu pochodnej funkcji (3.9) do zera, uzyskuje się postać analityczną estymatora MNK:

$$b = \left(\mathbf{X}'\mathbf{X}\right)^{-1}\mathbf{X}'y , \tag{3.10}$$

co pozwala na oszacowanie wartości parametrów b_0 i b_1 funkcji regresji liniowej we wzorze (3.6) za pomocą równań:

$$b_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i y_i) - n\overline{x}\overline{y}}{\sum_{i=1}^{n} x_i^2 - n\overline{x}^2}, \tag{3.11}$$

$$b_0 = \overline{y} - b_1\overline{x},$$

gdzie:

$$\overline{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i, \quad \overline{y} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} y_i. \tag{3.12}$$

O stopniu dopasowania funkcji teoretycznej do wyników eksperymentu informuje odchylenie standardowe reszt, zwane błędem standardowym estymacji (oznaczana jako S_e), stanowiące miarę rozproszenia elementów populacji wokół funkcji regresji. Dla regresji liniowej można zapisać je wzorem:

$$S_e = \sigma_y = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2}. \tag{3.13}$$

Dodatkowo można wyznaczyć średni błąd szacunku parametrów, określający średnią rozbieżność między parametrami modelu a jego możliwymi ocenami. I tak dla parametrów b_1 i b_0 będą to odpowiednio wyrażenia:

$$S_{b1} = S_e\sqrt{\frac{n}{n\sum_{i=1}^{n} x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} x_i\right)^2}}, \tag{3.14}$$

$$S_{b1} = S_e\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} x_i^2}{n\sum_{i=1}^{n} x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} x_i\right)^2}}. \tag{3.15}$$

Najbardziej jednak popularną miarą dopasowania jest współczynnik determinacji R^2, przyjmujący wartości z przedziału <0, 1>:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(\hat{y}_i - \overline{y})^2}{\sum_{i=1}^{n}(y_i - \overline{y})^2}. \tag{3.16}$$

R^2 = 1 oznacza idealne dopasowanie, natomiast wartość R^2 = 0 - brak powiązania między zmiennymi. Współczynnik determinacji informuje o stopniu, w jakim model wyjaśnia kształtowanie się zmiennej objaśnianej.

Wadą MNK jest jej duża wrażliwość na obserwacje "odstające" zbytnio od pozostałych, przez co wyniki estymacji mogą być znacznie zniekształcone.

3.2.3. Metoda największej wiarygodności

W metodzie największej wiarygodności (MNW) (Ledesma i in., 1996a) kryterium oszacowania parametrów polega na maksymalizacji wartości funkcji wiarygodności *L*, czyli funkcji gęstości prawdopodobieństwa wystąpienia mierzonych wartości stanu, dla danego hipotetycznego zestawu parametrów ***b***. Parametry są traktowane jako wartości deterministyczne, choć nieznane. W porównaniu z MNK, w MNW nie tylko wartości pomiarów mają znaczenie, ale również ich jakość; szczególnie jeśli bierze się pod uwagę odczyty uzyskane z różnego typu czujników o innej dokładności.

Załóżmy, że zależność między zmiennymi stanu ***y*** a zbiorem parametrów ***b*** można opisać modelem **M** (w ogólności nieliniowym):

$$\boldsymbol{y} = \boldsymbol{M}(\boldsymbol{b}) \tag{3.17}$$

i że baza doświadczalna reprezentowana jest przez wektor pomierzonych wartości stanu $\boldsymbol{y}^*$. Błędy, czyli różnice między wartościami pomierzonymi a obliczonymi, są traktowane jako zmienne losowe. W takim przypadku funkcję wiarygodności hipotezy ***b*** można zdefiniować wzorem:

$$L(\boldsymbol{b}) = k\, P(\boldsymbol{y}/\boldsymbol{b}), \tag{3.18}$$

jako proporcjonalną do normalnego gaussowskiego rozkładu prawdopodobieństwa *P* wystąpienia błędów pomiaru wartości stanu:

$$P(\mathbf{y}) = \frac{1}{\sqrt{\left[(2\pi)^m \left\|\mathbf{C}_y\right\|\right]}}\, exp\left[-\frac{1}{2}\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right)^T \left(\mathbf{C}_y\right)^{-1}\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right)\right], \tag{3.19}$$

gdzie: $\boldsymbol{C_y}$ jest macierzą kowariancji pomiarów, $||\boldsymbol{C_y}||$ - jej wyznacznikiem, *k* – współczynnikiem proporcjonalności a *m* – liczbą pomiarów.

Maksymalizację funkcji wiarygodności można zastąpić minimalizacją funkcji celu w postaci:

$$S(\boldsymbol{b}) = -2 \ln L(\boldsymbol{b}), \tag{3.20}$$

co prowadzi do warunku:

$$\frac{dS(\mathbf{b})}{d\mathbf{b}} = \frac{d\left[\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right)^T \left(\mathbf{C}_y\right)^{-1}\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right) + \ln\left\|\mathbf{C}_y\right\|\right]}{d\mathbf{b}} = 0\,, \tag{3.21}$$

stanowiącego układ równań nieliniowych. Macierze kowariancji mają tu rolę współczynników wagi, wyróżniając pomiary o największej dokładności.

Przy założeniu, że pomiary są niezależne a ich wariancja jest jednakowa ($\mathbf{C}_y = \sigma^2\,\mathbf{I}$, gdzie $\mathbf{I}$ to macierz jednostkowa), warunek (3.21) przechodzi w kryterium dopasowania metody najmniejszych kwadratów (patrz (3.9)):

$$\frac{dS(\mathbf{b})}{d\mathbf{b}} = \frac{d\left[\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right)^T\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right)\right]}{d\mathbf{b}} = 0\,. \tag{3.22}$$

Procedura MNW pozwala na znalezienie takich wartości parametrów ***b***, dla których prawdopodobieństwo wystąpienia pomierzonych wartości zmiennych stanu ***y***** jest największe.

3.2.4. Podejście Bayesowskie

W przeciwieństwie do metod klasycznych, w ramach podejścia Bayesowskiego zakłada się, że nie tylko pomierzone wartości stanu ***y***** (przekładające się na błędy oszacowania), ale również parametry ***b***, są traktowane jako zmienne losowe. Specyfiką tej metody jest znajomość rozkładu *a priori* dla parametrów oraz wejściowych oszacowań ich wartości, danych przez wektor ***b*****. Ta wstępna wiedza jest następnie modyfikowana przez uwzględnienie danych empirycznych, czego wynikiem jest nowy rozkład parametrów *a posteriori* ***b*** (najbardziej prawdopodobnych). Procedura estymacji polega na maksymalizacji funkcji gęstości prawdopodobieństwa ***b*** przy danym zestawie wartości ***y*****.

Wykorzystywane jest twierdzenie Bayesa, które można zapisać w sposób następujący:

$$P(\mathbf{b}|\mathbf{y}) = \frac{P(\mathbf{y}|\mathbf{b})\cdot P(\mathbf{b})}{P(\mathbf{y})}\,, \tag{3.23}$$

gdzie: *P(**b**)* jest rozkładem parametrów *a priori*, $P(\mathbf{y}|\mathbf{b}) = L(\mathbf{b})$ - funkcją wiarygodności, $P(\mathbf{y})$ jest rozkładem wartości pomierzonych, a wynikowe $P(\mathbf{b}|\mathbf{y})$ to rozkład *a posteriori* parametrów. Twierdzenie to jest często zapisywane w postaci:

$$P(\mathbf{b}|\mathbf{y}) \propto P(\mathbf{y}|\mathbf{b})\cdot P(\mathbf{b})\,, \tag{3.24}$$

oznaczając, że rozkład prawdopodobieństwa parametrów *a posteriori* jest proporcjonalny do wiarygodności pomierzonych wartości stanu i rozkładu prawdopodobieństwa parametrów *a priori*. Zatem im większa dokładność pomiarów tym większy mają one wpływ na wynikowe wartości parametrów. Z drugiej strony, im lepsze oszacowanie parametrów *a priori*, tym bardziej parametry *a posteriori* będą do nich zbliżone.

Jeśli podobnie jak w MNW założy się normalny gaussowski rozkład prawdopodobieństwa *P* wystąpienia błędów pomiaru wartości stanu (3.19) i wstępnego oszacowania wartości parametrów ***b***** (niezależnych od ***y*****), wtedy:

$$P(\mathbf{b}) = \frac{1}{\sqrt{\left[(2\pi)^n \left\|\mathbf{C_b}^{\mathbf{0}}\right\|\right]}} exp\left[-\frac{1}{2}\left(\mathbf{b}^* - \mathbf{b}\right)^T \left(\mathbf{C}_b{}^{\mathbf{0}}\right)^{-1}\left(\mathbf{b}^* - \mathbf{b}\right)\right], \tag{3.25}$$

gdzie: $\boldsymbol{C_b^0}$ jest macierzą kowariancji parametrów danych *a priori*, $||\boldsymbol{C_b^0}||$ - jej wyznacznikiem a *n* – liczbą szukanych parametrów a warunek minimalizacji funkcji celu można zapisać w postaci:

$$\frac{dS(\mathbf{b})}{d\mathbf{b}} = \frac{d\left[\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right)^T \left(\mathbf{C}_y\right)^{-1}\left(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}\right) + \left(\mathbf{b}^* - \mathbf{b}\right)^T \left(\mathbf{C}_b{}^{\mathbf{0}}\right)^{-1}\left(\mathbf{b}^* - \mathbf{b}\right) + \ln\left\|\mathbf{C}_y\right\| + \ln\left\|\mathbf{C}_b{}^{\mathbf{0}}\right\|\right]}{d\mathbf{b}} = 0, \tag{3.26}$$

identycznej do zaproponowanej przez Ledesmę i in. (1996b) dla wersji MNW rozszerzonej o znajomość parametrów *a priori*.

Oprócz optymalnych wartości parametrów, w wyniku zastosowania metody Bayesowskiej uzyskuje się również końcową macierz kowariancji, pozwalającą na oszacowanie wiarygodności wyników analizy wstecznej.

Przy założeniu, że:

- brak jest wstępnego oszacowania wartości parametrów $\boldsymbol{b}^*$,
- pomiary zmiennych stanu są niezależne,
- wariancja pomiarów jest jednakowa i ustalona,

warunek (3.26) przechodzi w kryterium dopasowania metody najmniejszych kwadratów (3.22).

3.2.5. Filtrowanie Kalmana

Filtry Kalmana to algorytmy obróbki danych oddzielające sygnały pożądane od zakłóceń. Metodę tę nazywa się filtrem, ponieważ w wyniku jej zastosowania otrzymuje się optymalny estymator stanu, tzn. uzyskuje się możliwie optymalną wartość szukanego parametru, na podstawie wszystkich dostępnych pomiarów pochodzących z zaszumionego środowiska.

Szacowanie parametrów modelu statystycznego odbywa się w sposób rekursywny na podstawie pomiarów, wstępnych oszacowań parametrów i szumu informacyjnego. Informacje są przetwarzane sukcesywnie, na bazie wartości już obliczonych w poprzednim kroku, bez konieczności magazynowania wszystkich dotychczasowych informacji. Estymator ten należy więc do typu „*predictor - corrector*". Podobnie jak w podejściu Bayesowskim uwzględniane są tu zarówno błędy modelu, jak i błędy pomiarów. Cechą wyróżniającą metody filtrów Kalmana jest natomiast możliwość dynamicznej modyfikacji wyników np. w miarę uzyskiwania nowych pomiarów w trakcie procesu budowy.

Opis algorytmu tej metody można znaleźć m.in. w wykładach Welcha i Bishopa (2001).

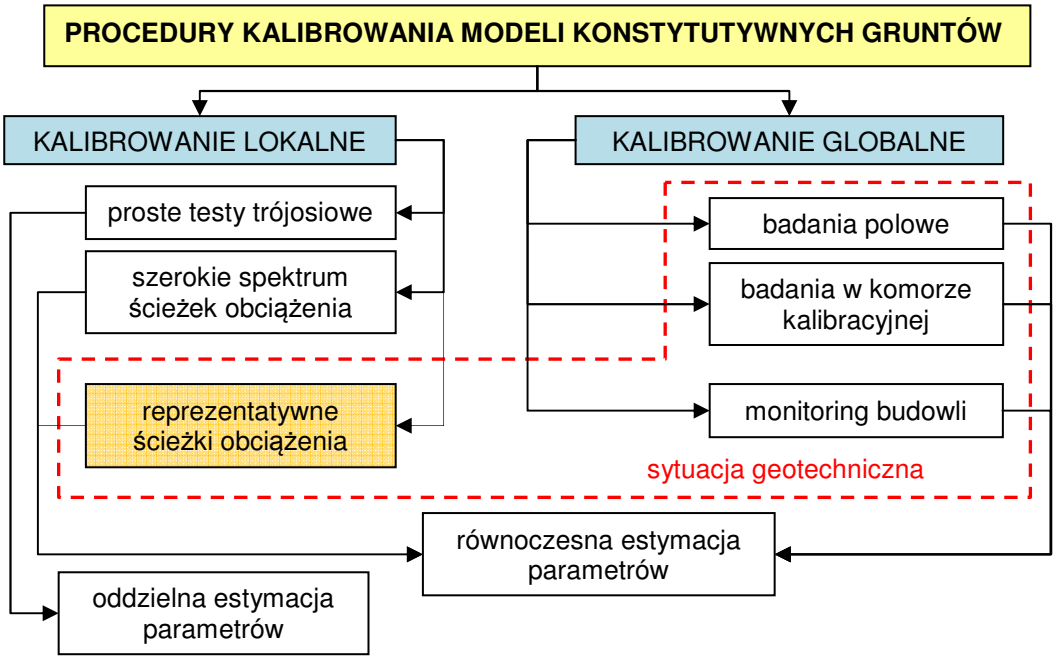
3.3. PROCEDURY KALIBROWANIA

3.3.1. Podział procedur kalibrowania

Kolejnym krokiem w identyfikacji parametrycznej jest definicja porównywanych zmiennych stanu **y** i określenie sposobu budowy bazy danych pomiarowych **y***. Zgodnie z propozycją Gryczmańskiego (1995a, 1997a, 1997b), w zależności od analizowanego zagadnienia, zadanie to można rozważać w kategoriach kalibrowania lokalnego bądź globalnego.

Kalibrowanie lokalne specyfikuje model konstytutywny na poziomie izolowanego otoczenia wybranych punktów masywu gruntowego w warunkach kontrolowanych i jednorodnych stanów naprężenia i odkształcenia. Dane, w postaci wielkości reprezentujących stan naprężenia lub odkształcenia (niezmienniki, wartości główne), uzyskuje się najczęściej w wyniku konwencjonalnych badań laboratoryjnych, głównie w aparatach trójosiowego ściskania.

Kalibrowanie globalne bazuje na wynikach testów w komorach kalibracyjnych, badań polowych oraz monitoringu istniejących już konstrukcji współdziałających z podłożem. Szacowanie parametrów odbywa się wówczas w warunkach niejednorodnych stanów naprężenia i odkształcenia, które mogą być kontrolowane lub nie (monitoring). Masyw gruntowy traktowany jest całościowo, bez wyodrębniania punktów ani warstw. Bazę danych tworzą zwykle przemieszczenia i/lub pochylenia obserwowanej konstrukcji albo układu obciążającego, czasami również nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu. Odrębnym przypadkiem mogą być zmienne w postaci sił wewnętrznych w konstrukcji,



Rysunek 3.1. Systematyka procedur kalibrowania modeli konstytutywnych (Jastrzębska, 2002)

Rodzaje badań mieszczących się w danym typie kalibrowania przedstawiono na rysunku 3.1, będącym modyfikacją schematu Gryczmańskiego (1997b),

zaproponowaną przez Jastrzębską (2002). Wyróżniono na nim kalibrowanie lokalne przy użyciu reprezentatywnych ścieżek obciążenia, będące podejściem proponowanym w niniejszej dysertacji. Z uwagi na uwzględnienie informacji o konkretnej sytuacji geotechnicznej, metoda ta jest bliska kalibrowaniu globalnemu.

3.3.2. Globalna identyfikacja parametryczna

Największą zaletą szacowania parametrów modeli konstytutywnych na podstawie kalibrowania globalnego jest możliwość analizy rzeczywistych warunków gruntowych panujących w podłożu, bez potrzeby pobierania próbek, co jest nieodłącznie związane z zaburzeniem struktury gruntu i ingerencją w jego historię.

Kalibrowanie globalne najczęściej bazuje na badaniach *in situ*, w których podłoże jest próbnie obciążane w sposób zbliżony do projektowanego, np. płytą VSS, zestawem płyt drogowych, czy siłownikiem hydraulicznym zastępującym siłę skupioną. Podobną funkcję mogą pełnić badania penetracyjne (CPT, PMT) symulujące pogrążanie pali. Bazę danych pomiarowych, porównywanych następnie z wielkościami obliczonymi na podstawie kalibrowanego modelu, stanowią najczęściej przemieszczenia brzegu układu obciążającego. W przypadku zastosowania dodatkowych czujników (np. wgłębnych tensometrów, inklinometrów oraz piezometrów), zbiór danych może być rozszerzony o przemieszczenia, obroty, czy wielkości ciśnienia porowego na określonej głębokości.

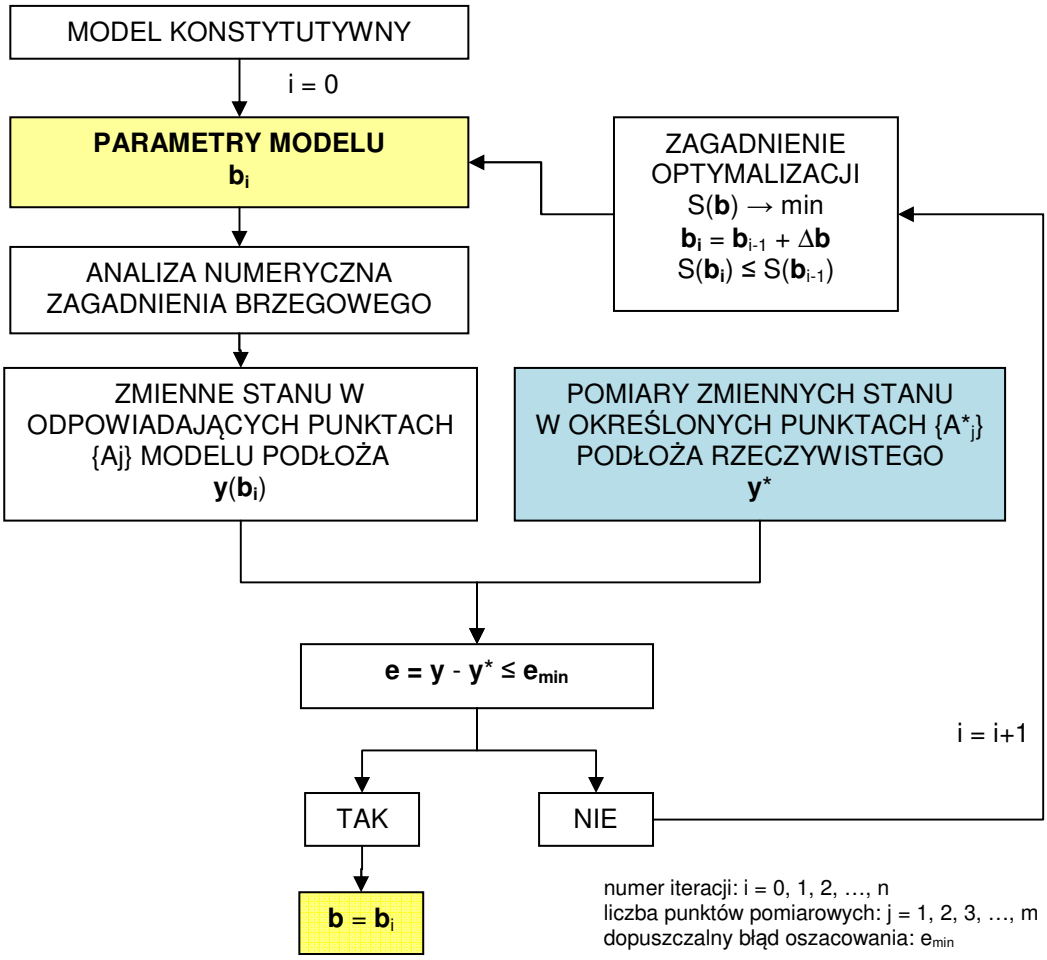
Wadą tego typu testów są niestety ograniczone możliwości, jeśli chodzi o obszar, wartość i kierunki zadawania obciążenia. Nierzadko zasięg strefy obciążenia jest nieporównywalnie mniejszy niż w projektowanym obiekcie, a w związku z tym również wiarygodność oszacowania parametrów może być dyskusyjna.

Szczególną rolę, jeśli chodzi o zasięg strefy obciążenia, pełni monitoring wznoszonej budowli. Jest on świetnym narzędziem kontroli i weryfikacji poprawności przyjętych parametrów i metod obliczeniowych. Oczywistą jego zaletą, poza prawdziwą wielkością obciążanego obszaru, jest możliwość przeprowadzenia badania w czasie rzeczywistym, bez konieczności, zawsze przybliżonego, modelowania procesów związanych z prędkością obciążenia. Dodatkowymi danymi porównawczymi, o ile zamontowano odpowiednie czujniki, mogą być wówczas również siły wewnętrzne w konstrukcji: momenty zginające, siły poprzeczne i inne. Monitoring rzadko jest jednak stosowany na etapie projektowania, kiedy potrzebne są prognozy zachowania się podłoża pod obciążeniem. Wyjątkiem jest sytuacja, gdy wykonanych ma być szereg podobnych obiektów na podłożu o profilu porównywalnym na znacznym obszarze.

Badania w komorach kalibracyjnych zaliczane są również do metod kalibrowania globalnego, z uwagi na niejednorodny stan naprężenia i odkształcenia panujący w trakcie testu. Pod względem zasięgu strefy obciążenia, doświadczenia w komorach kalibracyjnych są obarczone tymi samymi niedostatkami co próbne obciążenia. Problem skali może być jednak w ich przypadku rozwiązany dzięki użyciu wirówek. Cechą wyróżniającą testów w komorach kalibracyjnych, która przesuwa ten typ badań w kierunku kalibrowania lokalnego, jest prowadzenie analizy w warunkach laboratoryjnych, w oderwaniu od rzeczywistego uwarstwienia, struktury i historii podłoża, co stoi w sprzeczności z podstawową korzyścią kalibrowania globalnego i jest uważane za największe uproszczenie kalibrowania lokalnego.

3.3.3. Analiza zagadnień odwrotnych

Estymacja parametrów modeli konstytutywnych w przypadku kalibrowania globalnego jest ściśle związana z koniecznością wykonania analizy odwrotnej zagadnienia brzegowego. Wynika to z faktu, że wielkości mierzone w terenie (np. przemieszczenia, obroty) są różne od zmiennych stanu definiujących modele konstytutywne (naprężenia i odkształcenia). Obliczeniowe wielkości porównawcze uzyskuje się więc w drodze analizy numerycznej zagadnienia brzegowego. Algorytm typowej przyrostowo – iteracyjnej analizy odwrotnej przedstawiono na rysunku 3.2.



Rysunek 3.2. Przebieg analizy wstecznej w procesie kalibrowania globalnego

Analityczne rozwiązanie równań minimalizujących funkcję celu S(**b**) jest rzadko możliwe, dlatego z uwagi na dyskretną postać wyników analizy numerycznej, preferowane są iteracyjne algorytmy optymalizacyjne metod bezpośredniego szukania. Sprzężenie tej procedury bezpośrednio z programem MES, szczególnie jeśli stosowane są zaawansowane modele konstytutywne, nie jest zadaniem łatwym, ponieważ wymaga ingerencji w strukturę programu. Z tego powodu najczęściej stosowanym w praktyce sposobem optymalizacji w przypadku kalibrowania globalnego jest dobieranie wartości parametrów metodą „prób i błędów" z uwzględnieniem prawdopodobnych zakresów ich występowania. Czas przeprowadzenia procedury iteracyjnej w istotny sposób zależy od jakości wstępnego oszacowania parametrów

oraz oczywiście od czasu potrzebnego na analizę numeryczną. W tym miejscu zwrócić trzeba uwagę na wykorzystanie w przypadku kalibrowania globalnego z zastosowaniem analizy wstecznej i optymalizacji metodami bezpośredniego szukania, techniki obliczeń równoległych, przy użyciu kilku procesorów (np. Kania, 1997). Technika ta pozwala przyśpieszyć, w sposób zasadniczy, proces obliczeniowy, zarówno przy zastosowaniu deterministycznych procedur bezpośredniego szukania, takich jak metoda simpleksów, czy complex-boxa, jak i podejść niedeterministycznych (metody Monte Carlo, czy algorytmów genetycznych).

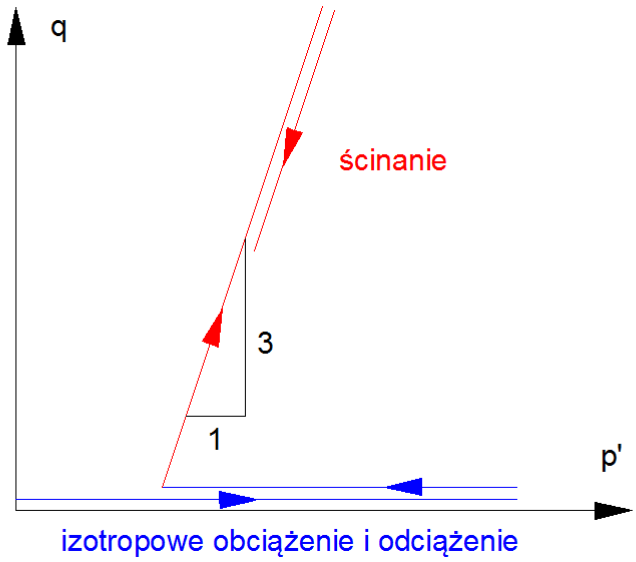
3.3.4. Lokalna identyfikacja parametryczna

Lokalne kalibrowanie modelu konstytutywnego polega na punktowym rozpoznaniu podłoża na podstawie próbek pobranych z kolejnych warstw rozpatrywanego masywu gruntowego. Wiarygodność oszacowanych parametrów zależy więc w sposób oczywisty od jakości tych próbek oraz stopnia ich reprezentatywności odnośnie do właściwości gruntu w danej warstwie podłoża. Ograniczenie rozmiarów próbek wynika z wielkości stosowanych urządzeń laboratoryjnych, jak również z techniki opróbowywania. Pojawia się zatem problem skali, rozumiany tym razem jako proporcja między wielkościami cząstek budujących ośrodek gruntowy a gabarytami próbki, pozwalająca na przyjęcie założenia homogeniczności ośrodka. Z tego względu szacowanie parametrów modeli gruntów gruboziarnistych powinno odbywać się raczej w komorach kalibracyjnych (Bałachowski i Dembicki, 2000; Dembicki i in., 2001); natomiast grunty drobnoziarniste można z powodzeniem badać w warunkach laboratoryjnych. Uogólnianie wyników doświadczeń na większe obszary podłoża gruntowego w sytuacjach rzeczywistych zagadnień interakcji konstrukcji z gruntem musi być jednak przeprowadzane z dużą rozwagą, przede wszystkim z powodu naturalnej niejednorodności masywu gruntowego, jak również wspomnianej już nieuniknionej ingerencji w strukturę i historię materiału przy pobieraniu próbki. Z tego powodu lokalna identyfikacja parametryczna znajduje zastosowanie częściej w analizach teoretycznych niż praktycznych.

Większość modeli konstytutywnych jest tworzona właśnie na podstawie badań przeprowadzanych poza miejscem zalegania gruntu, czy wręcz na próbkach preparowanych. Przyczyną tego faktu jest podstawowa zaleta testów laboratoryjnych – tzn. możliwość pełnej kontroli obciążenia i odpowiedzi gruntu (przy założeniu jednorodności stanów naprężenia i odkształcenia) w zakresie nieosiągalnym w modelowych badaniach polowych.

Klasyczna metoda szacowania parametrów regresji, w ramach kalibrowania lokalnego, bazuje na prostych testach w aparatach trójosiowego ściskania, pokrywających się z możliwościami konwencjonalnych urządzeń tego typu, tzn. na izotropowym obciążaniu i odciążaniu oraz ścinaniu przy niezmiennym ciśnieniu wody w komorze (w przestrzeni niezmienników naprężenia efektywnego reprezentują ja dwie ścieżki naprężenia, przedstawione na rysunku 3.3. Na ich podstawie określono „fizyczne znaczenie” wielu parametrów modeli konstytutywnych, o czym była mowa w rozdziałach 1.1 i 1.2, tym samym wskazując konkretne ścieżki obciążenia, służące do oszacowania poszczególnych parametrów. I tak np. wielkość λ w modelu MCC została zdefiniowana jako nachylenie wykresu zmiany wskaźnika porowatości *e* względem naturalnego logarytmu efektywnego naprężenia średniego *ln(p')* przy ścieżce

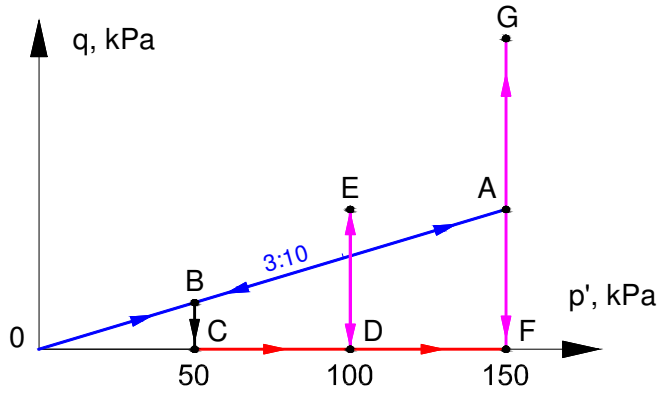
izotropowej w stanie normalnej konsolidacji. *De facto*, w znaczeniu statystycznym, jest to współczynnik liniowej regresji odpowiadający parametrowi b_1 w równaniu (3.6) wyznaczony na podstawie danych uzyskanych z jednego tylko testu izotropowego ściskania w warunkach z drenażem.



Rysunek 3.3. Ścieżki naprężenia możliwe do realizacji w konwencjonalnym aparacie trójosiowego ściskania

Proste ścieżki obciążenia, dostępne do realizacji w konwencjonalnym aparacie trójosiowym, praktycznie nie odpowiadają żadnej sytuacji w rzeczywistym podłożu. Dodatkowo stwierdzono, że użycie wyznaczonych na ich podstawie parametrów do symulacji odpowiedzi gruntu na obciążenie o innym przebiegu daje wyniki dalekie od dokładnych.

Zagadnienie to przedyskutowano m.in. we wspomnianej już pracy Muir Wooda, Mackenziego i Chana (1993). Autorzy analizowali wartości parametrów modelu MCC dla próbek kaolinu *„spestone”* szacowanych na podstawie odpowiedzi na obciążenie zadane w aparacie prawdziwego trójosiowego ściskania, zgodnie ze złożoną ścieżką naprężania przedstawioną na rysunku 3.4.



Rysunek 3.4. Złożona ścieżka naprężenia OABCDEDFGF w teście Muir Wooda i in. (1993)

Zastosowali dwa podejścia do kalibrowania lokalnego: odrębne szacowanie poszczególnych parametrów na podstawie ich teoretycznych „definicji" oraz równoczesną estymację wszystkich współczynników przy użyciu algorytmu optymalizującego dopasowanie teoretycznych i eksperymentalnych ścieżek odpowiedzi.

W ramach pierwszej metody, wartości parametrów określono w następujący sposób:

- λ – z wykresu *e-ln(p')* dla odcinka OA,
- N (lub Γ) – j.w.,
- κ – z wykresu *e-ln(p')* dla odciążenia AB lub izotropowego obciążenia CD i DF,
- M – na podstawie kształtu wykresu q-ε_s dla odcinka FG,
- ν lub G – na podstawie wykresu q-ε_s dla odcinka DE lub FG.

Zwrócono uwagę na niejednoznaczność oszacowania, wynikającą z konieczności wyboru jednego odcinka (lub jego fragmentu) z wielu możliwych dla danego współczynnika. Jest to uwarunkowane silną nieliniowością odkształceń, zarówno objętościowych jak i postaciowych, dla której, stosowana w tej procedurze kalibrowania, liniowa regresja daje wyniki o słabej korelacji. W rozważanym przypadku, wartość parametru κ na podstawie początkowego nachylenia wykresu odciążenia *e-ln(p')*, dla którego linia prosta dawała najlepsze dopasowanie, wyniosła 0.027 (κ_i). Przy założeniu jednak, że parametr ten powinien opisywać średnie nachylenie całego odcinka odciążenia, za poprawną należało uznać, prawie dwukrotnie większą, wartość 0.042 (κ_m). Podobnie rzecz się miała z modułem ścinania G, opisującym sztywność gruntu w zakresie prekonsolidacji. Mógł on być określony na bazie odcinków FG lub DE jako styczny w początkowym odcinku obciążenia (G_t) albo jako sieczny dla zakresu q = 0 - 50 kPa (G_s), dając za każdym razem inną wartość o rozrzucie od 1.49 MPa (G_s^{DE}) do 7.5 MPa (G_t^{FG}). Automatycznie, wieloznaczność określenia wartości G i κ przekładała się bezpośrednio na wartość, zależnego od tych parametrów, współczynnika Poissona.

Wartości parametrów oszacowane oddzielnie pierwszą metodą zostały następnie porównane z wynikami procedury optymalizacyjnej, zaprojektowanej przez Klisinskiego (1987), zastosowanej do tych samych odcinków ścieżek obciążenia i odpowiedzi. W każdym wypadku uzyskano inny komplet wartości parametrów, zależnie od analizowanego odcinka, przy czym żaden z nich nie pokrywał się ze zbiorem uzyskanym pierwszą metodą. Funkcja celu charakteryzowała się wieloma minimami, dając różne zestawy rozwiązań. Przykładowo, najlepsze dopasowanie charakterystyki ścinania na odcinku FG uzyskano dla parametrów: M = 0.82, λ = 0.45, κ = 0.18, ν = 0 (przy założeniu, że $\nu \geq 0$ a $N = N(\lambda,\kappa,e_0)$), podczas gdy zgodnie z „definicją" ustalono: M = 0.75, λ = 0.245, κ_i = 0.027, ν_t = 0.27. Dla odcinka ścieżki DED procedura optymalizacyjna również dała kilka możliwych kombinacji parametrów κ i ν przy M = 0.75, jak dla oszacowania „definicyjnego", jednak nie była w stanie odzwierciedlić histeretycznego zachowania gruntu. Dopiero przy mniejszej wartości M i przyjęciu naprężenia prekonsolidacji p'_{c0} mniejszego niż wynikający z pierwotnego obciążenia anizotropowego, ścieżka weszła w zakres sprężysto – plastyczności i uzyskano lepsze dopasowanie do wyników laboratoryjnych. Oczywiście znowu przy innych wartościach κ i ν.

Wyniki tego eksperymentu potwierdzają, że optymalny zestaw parametrów zależy w ogromnym stopniu od analizowanego zagadnienia, tzn. kształtu i długości ścieżki obciążenia. Uogólnianie wartości parametrów oszacowanych z „definicji" na przypadki

charakteryzującego się zupełnie inną trajektorią naprężenia może więc skutkować całkowicie nierealistyczną prognozą zachowania podłoża budowli.

Lepszym podejściem, szczególnie jeśli chodzi o weryfikację nowych modeli konstytutywnych, jest druga opcja kalibrowania lokalnego wymieniona na rysunku 3.1, obejmująca równoczesne szacowanie parametrów na podstawie szerokiego spektrum ścieżek obciążenia. Powinny one być wtedy, w miarę możliwości, równomiernie rozłożone w przestrzeni badań trójosiowych. Co prawda błędy oszacowania parametrów nie są wtedy najmniejsze, ale ich rozkład jest zbliżony w całej analizowanej przestrzeni. Metodę tę stosuje się również w zaawansowanych modelach, w których parametry są traktowane wyłącznie jako współczynniki regresji bez określania ich fizycznego znaczenia.

W przypadkach analizy rzeczywistych zagadnień brzegowych niezastąpiona jest jednak trzecia opcja – kalibrowania lokalnego na podstawie reprezentatywnych ścieżek obciążenia, której podwaliny leżą we, wspomnianych już wcześniej, metodach ścieżek naprężenia i odkształcenia. Będą one omówione w następnym rozdziale pracy.

Niezależnie od przyjętej procedury kalibrowania, oszacowanie parametrów modelu konstytutywnego wiąże się z koniecznością sformułowania układu równań (najczęściej nieliniowych), minimalizujących funkcję celu, o postaci wynikającej ze stosowanego kryterium identyfikacji. Funkcje regresji dopasowujące wyniki teoretyczne do eksperymentalnych zazwyczaj nie są dane explicite, dlatego sformułowanie warunków: (3.22), (3.21), czy (3.26), jest praktycznie możliwe tylko po sprowadzeniu ich do postaci sumy. Temu uproszczeniu sprzyja zresztą fakt, że dane pomiarowe występują najczęściej w postaci dyskretnej. Na przykład warunek kalibrowania lokalnego na podstawie wyników konwencjonalnych badań trójosiowych z wykorzystaniem kryterium metody największej wiarygodności można zapisać wzorem:

$$S_\varepsilon = \sum_{i=1}^{N} \left\{ \begin{array}{l} C_i^{vol}\left(\varepsilon^*{}_{vol,i} - \varepsilon_{vol,i}(\mathbf{b}, p_i, q_i)\right)^2 + C_i^{s}\left(\varepsilon^*{}_{s,i} - \varepsilon_{s,i}(\mathbf{b}, p_i, q_i)\right)^2 + \\ + ln\left\|C^{vol}\right\| + ln\left\|C^{s}\right\| \end{array} \right\} = min\,, \qquad (3.27)$$

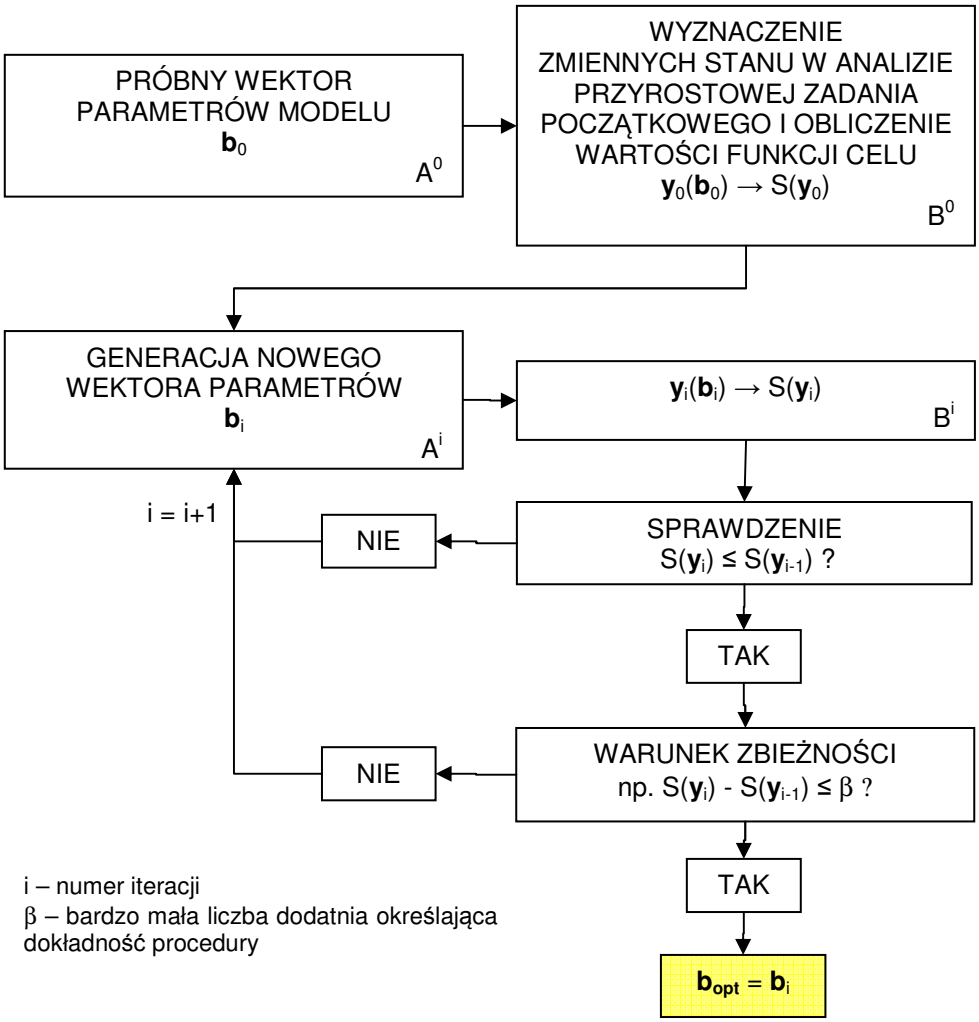
gdzie: N – liczba pomiarów, jeżeli ścieżka odpowiedzi jest wyrażona w przestrzeni niezmienników odkształcenia, lub jako:

$$S_\sigma = \sum_{i=1}^{N} \left\{ \begin{array}{l} C_i^{p}\left(p_i^* - p_i(\mathbf{b}, \varepsilon_{vol,i}, \varepsilon_{s,i})\right)^2 + C_i^{q}\left(q_i^* - q_i(\mathbf{b}, \varepsilon_{vol,i}, \varepsilon_{s,i})\right)^2 + \\ + ln\left\|\mathbf{C}^{p}\right\| + ln\left\|\mathbf{C}^{q}\right\| \end{array} \right\} = min\,, \qquad (3.28)$$

jeżeli odpowiedź zapisano w przestrzeni niezmienników naprężenia.

Analityczne rozwiązanie takiego zadania jest możliwe praktycznie tylko w przypadku kalibrowania lokalnego z użyciem prostych ścieżek naprężenia, w którym parametry zdefiniowano jako współczynniki prostej liniowej regresji. W innych sytuacjach stosuje się różnego typu iteracyjne algorytmy szukania. Wartość minimalizowanej funkcji celu jest wówczas w pierwszym kroku wyznaczana z użyciem rozwiązania próbnego ($\mathbf{b}_{k=0}$), a następnie poprzez jego modyfikację, poprawiana aż do osiągnięcia żądanego warunku zbieżności, co można przedstawić na rysunku 3.5. Warto zauważyć, że schemat działania przy szukaniu optymalnego rozwiązania jest uniwersalny, jeśli chodzi o kalibrowanie lokalne i globalne (porównaj rysunek 3.2)

i opiera się na analizie wstecznej. Różnica polega praktycznie tylko na zbiorze porównywanych wartości stanu (przemieszczenia, obroty lub siły w kalibrowaniu globalnym; naprężenia lub odkształcenia w kalibrowaniu lokalnym) oraz na sposobie generacji ich kolejnych wartości teoretycznych dla testowanych parametrów. W kalibrowaniu globalnym teoretyczne wielkości stanu uzyskuje się zawsze przez wykonanie pełnej analizy numerycznej (MES) konkretnego zagadnienia brzegowego. W kalibrowaniu lokalnym natomiast, całość rozważań dotyczy tylko jednej ścieżki obciążenia zrealizowanej w badaniu laboratoryjnym. W zależności od opcji może to być ścieżka reprezentatywna dla rozważanego zagadnienia brzegowego, wyznaczona w wybranym punkcie masywu, albo zupełnie przypadkowa. W obu przypadkach wartości teoretycznych ścieżek odpowiedzi uzyskuje się bazując wprost na związkach konstytutywnych kalibrowanego modelu z pominięciem analizy MES.



Rysunek 3.5. Schemat metod bezpośredniego szukania optymalnego rozwiązania

3.4. ALGORYTMY GENETYCZNE

3.4.1. Wprowadzenie

Generacja nowego wektora parametrów, zbliżającego rozwiązanie do optymalnego, w najprostszych przypadkach może odbywać się metodą „prób i błędów", przez wybór wartości parametru z dopuszczalnego przedziału. Metoda ta jest jednak mało efektywna, szczególnie, jeśli optymalizowanych ma być więcej niż dwa parametry i wymagana jest określona dokładność. Wówczas zastosowanie znajdują różnego typu algorytmy szukania. W geotechnice (patrz: rozdział 1.2.3) stosowane były już deterministyczne metody szukania pośredniego (wykorzystujące pochodne funkcji celu pierwszego i drugiego rzędu), takie jak gradientowa, quasi-Newtonowska, Gaussa-Newtona, Levenberga – Marquardta, metody szukania bezpośredniego np. simpleksów, complex-boxa, oraz metody niedeterministyczne: Monte Carlo, czy algorytmy genetyczne. Ta ostatnia grupa może być stosowana wszędzie tam, gdzie podejście deterministyczne nie daje zadowalających wyników lub jest zbyt skomplikowane, np. w przypadku dużej liczby zmiennych i ograniczeń, przy nieregularnych, silnie nieliniowych funkcjach celu, charakteryzujących się wieloma ekstremami lokalnymi.

W niniejszej pracy wykorzystana zostanie probabilistyczna metoda algorytmów genetycznych, stanowiąca szczególny przypadek połączenia algorytmów Monte Carlo z wiedzą heurystyczną. Nazwa algorytmów genetycznych wywodzi się stąd, że rozkład prawdopodobieństwa w kolejnych iteracjach opiera się na mechanizmach zapożyczonych z biologii: na mutacji i krzyżowaniu kodów genetycznych oraz naturalnej selekcji organizmów żywych. Wektor parametrów odpowiada tu chromosomowi, a funkcja celu traktowana jest jak funkcja przystosowania, decydująca o dalszym losie danej populacji. Algorytmy genetyczne są łatwe w implementacji, a dzięki równoległemu przetwarzaniu wielu rozwiązań próbnych, mają mniejszą tendencję do znajdowania ekstremów lokalnych niż inne metody. Ich wadą może być dość długi czas potrzebny do odszukania rozwiązania optymalnego, lecz w dobie szybkich komputerów problem ten traci na znaczeniu.

Poniżej przedstawiono kolejne kroki klasycznego algorytmu genetycznego, służącego do szacowania parametrów wybranych modeli konstytutywnych gruntu metodą kalibrowania lokalnego (Kowalska, 2007). Procedurę przedstawiono także na rysunku 3.8. Zwrócono uwagę na różne strategie możliwe do wybrania na każdym etapie. Algorytm tego typu w ramach rozprawy został zaprogramowany w aplikacji MATLAB, a jego działanie omówiono w rozdziale 8.

3.4.2. Inicjacja

Na początku, w sposób losowy tworzona jest pierwsza populacja *n* osobników reprezentujących potencjalne rozwiązanie analizowanego problemu P(0). Poszczególne osobniki zbudowane są z uporządkowanego wektora parametrów kalibrowanego modelu konstytutywnego. W naturze odpowiada to genom tworzącym chromosomy, odpowiedzialnym za kolejne cechy organizmu. Najczęściej w metodzie algorytmów genetycznych wartości parametrów kodowane są w sposób binarny, tak że na długość jednego chromosomu składają się grupy genów reprezentujące

poszczególne parametry, o długości zależnej od żądanej dokładności rozwiązania (np. Pal i in., 1996) – patrz: rysunek 3.6.

$$\left\{ \frac{110001}{b_1} \frac{011000}{b_2} \frac{001100}{b_3} \frac{011000}{b_4} \frac{011000}{b_5} \right\}$$

Rysunek 3.6. Przykład kodowania binarnego chromosomu (pięć parametrów modelu)

Można jednak stosować także kodowanie w postaci liczb całkowitych lub rzeczywistych, co wydaje się bardziej intuicyjne. Długość chromosomu jest wówczas równa ilości szukanych parametrów, a dokładność rozwiązania zależy tylko od dokładności reprezentowania liczb rzeczywistych w danym komputerze. W niniejszej pracy zastosowano kodowanie rzeczywiste, jak na rysunku 3.7.

$$\left\{ \frac{1.254}{b_1} \frac{2.678}{b_2} \frac{15.67}{b_3} \frac{18.90}{b_4} \frac{0.129}{b_5} \right\}$$

Rysunek 3.7. Przykład kodowania rzeczywistego chromosomu (pięć parametrów modelu)

Kolejne liczby tworzące chromosom losowane są z dopuszczalnego ustalonego przedziału wartości przy założeniu jednostajnego rozkładu gęstości prawdopodobieństwa. Każdy osobnik populacji jest następnie oceniany przez wartość funkcji celu, reprezentującej w naturze jakość jego przystosowania do środowiska. Równanie funkcji celu wynika z przyjętego kryterium identyfikacji (patrz rozdział 3.2).

3.4.3. Selekcja

Zgodnie z zasadami ewolucji do reprodukcji wybierane są tylko osobniki najlepiej przystosowane. Prawdopodobieństwo selekcji danego zestawu parametrów jest więc proporcjonalne do jego dopasowania. Jeżeli funkcja celu jest minimalizowana, wówczas chromosomy o mniejszej wartości funkcji celu mają większe szanse na reprodukcję, stając się „rodzicami” nowo tworzonej populacji „potomków”. Najczęściej stosowanymi metodami selekcji są tzw. ranking i ruletka.

W metodzie ruletki suma wartości funkcji celu, traktowana jako 100%, reprezentuje pełne koło. Każdemu osobnikowi przypisywany jest kolejny wycinek koła ruletki o kącie odpowiadającym jego przystosowaniu, będący miarą prawdopodobieństwa jego wylosowania. Następnie losuje się liczbę p z przedziału <0,100>, która wskazuje punkt na kole charakterystyczny dla jednego osobnika. Chromosom ten przeznaczany jest do reprodukcji. Metoda ta traci swoją efektywność w trakcie działania algorytmu, np. kiedy wycinek koła ruletki dla najlepszego osobnika zajmuje 90% jej pola.

W metodzie rankingowej wszystkie osobniki ustawiane są w kolejności od najlepszego do najgorszego i zależnie od miejsca przypisywana jest im liczba od n do 1, gdzie n to liczba osobników w populacji. Ich suma, a nie suma wartości funkcji przystosowania, może być następnie traktowana jako pełne pole koła ruletki. Wadą tej metody jest mała szybkość zbieżności, gdyż osobniki najlepsze nie są wyróżniane większym prawdopodobieństwem wyboru.

Operacje selekcji powtarza się tyle razy, ile liczy sobie populacja.

3.4.4. Reprodukcja

Tymczasowa populacja osobników wybranych do reprodukcji T(1) jest poddawana działaniu operatorów genetycznych: krzyżowania i mutacji. W ramach projektowania algorytmu na wstępie ustalane są prawdopodobieństwa ich wystąpienia – odpowiednio p_k i p_m, przy czym pierwsze z nich powinno być duże (nawet 100%), a drugie bardzo małe (ok. 1%).

Krzyżowanie polega na tym, że z grupy osobników wybranych do krzyżowania, przy czym dla każdego z osobników populacji T(1) prawdopodobieństwo wyboru wynosi p_k, tworzy się losowo pary chromosomów („rodziców"). Oba osobniki każdej pary są następnie „przecinane" w pewnym, losowo wybranym, miejscu na swojej długości. Para „potomków" tworzona jest w taki sposób, że pierwszy z nich dostaje pierwszą część genów pierwszego „rodzica" i drugą część genów drugiego „rodzica", drugi - *vice versa*. Oprócz opisanego tu krzyżowania jednopunktowego, można stosować także wielopunktowe, równomierne, arytmetyczne.

Operator mutacji wprowadza pewne losowe zmiany w chromosomach, mając na celu zwiększenie różnorodności populacji i zapobieżenie zbyt wczesnej zbieżności algorytmu. Może być stosowany przed lub po operacji krzyżowania. Każdy gen chromosomu, czyli parametr w zbiorze, może być zmodyfikowany z prawdopodobieństwem p_m. W przypadku kodowania binarnego oznacza to, że np. cyfra 1 zamienia się w 0; w kodowaniu liczbami rzeczywistymi – może to oznaczać np. ponowne wylosowanie wartości parametru z dopuszczalnego przedziału bądź dodanie małej liczby rzeczywistej.

Przykład zastosowania obu operatorów pokazano w tabeli 3.1.

Tabela 3.1. Przykład działania operatorów krzyżowania (jednopunktowego) i mutacji

„RODZICE"	**„POTOMKOWIE"**	
	krzyżowanie	mutacja
{1.25 2.67 15.6 18.9 0.13} {2.67 3.50 20.1 22.9 0.15}	{1.25 2.67 15.6 | 22.9 0.15} {2.67 3.50 20.1 | 18.9 0.13}	{1.25 2.67 15.6 30.1 0.15} {2.67 4.50 20.1 18.9 0.13}

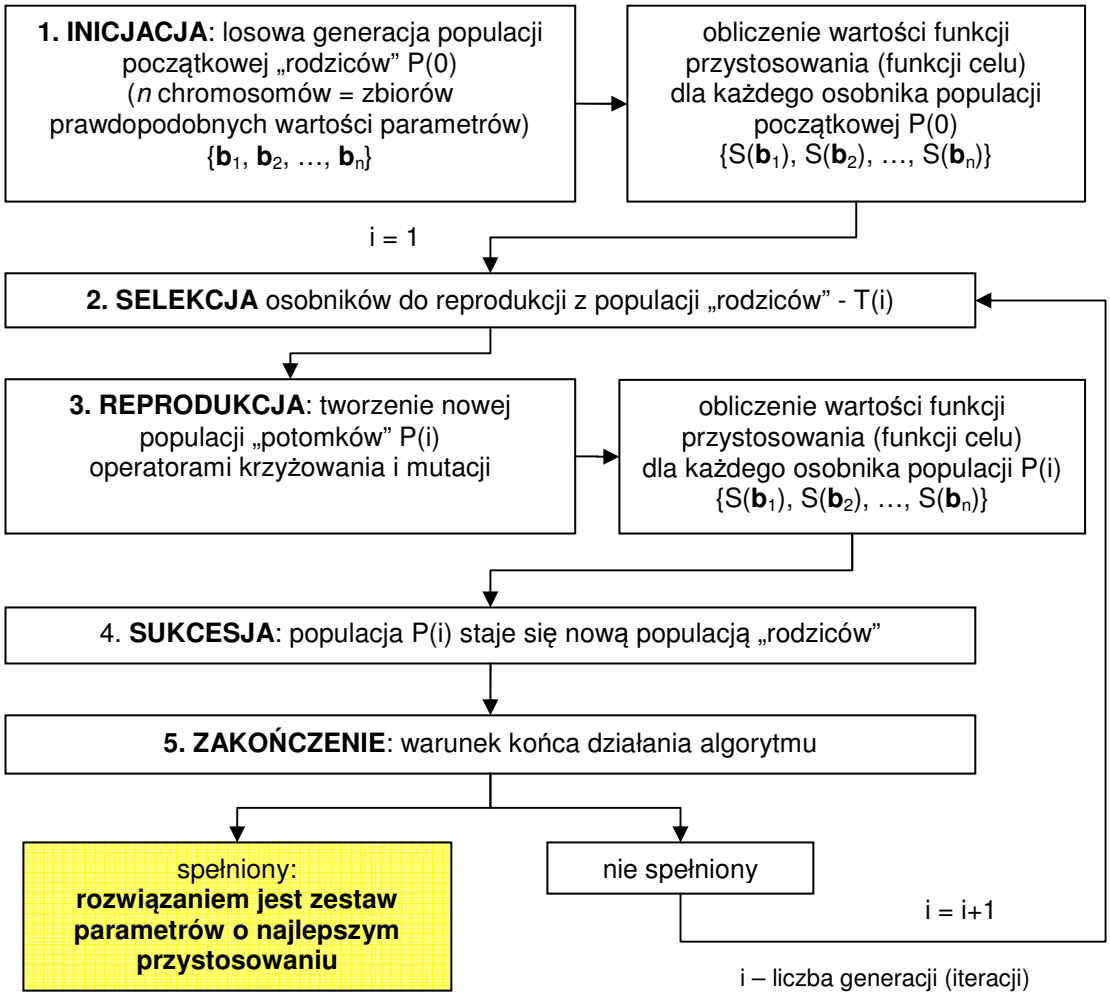
Po zastosowaniu obu operatorów populacja tymczasowa T(1) jest oceniana pod względem przystosowania poszczególnych osobników.

3.4.5. Sukcesja

Stosowane są różne metody sukcesji. Najczęściej populacja „rodziców" jest kasowana a na jej miejsce wchodzi populacja potomków P(2) = T(1). W celu uniemożliwienia pominięcia osobnika najlepszego, jeżeli wystąpił on w poprzedniej populacji, można zastosować tzw. zasadę elitarności, zgodnie z którą najlepszy chromosom z obu populacji P(1) i T(1) jest zawsze kopiowany do następnej generacji, zastępując np. najgorszego osobnika z populacji T(1). Nowa populacja P(2) może być także tworzona na zasadzie wyboru osobników z populacji P(1) lub T(1) zależnie od ich przystosowania.

3.4.6. Zakończenie

Kroki 3.4.3 - 3.4.5 są powtarzane aż do osiągnięcia pewnego ustalonego kryterium zbieżności. Może nim być określona liczba generacji, wymagana precyzja rozwiązania, czy np. maksymalny dopuszczalny czas obliczeń.



Rysunek 3.8. Schemat działania algorytmu genetycznego

4. METODA ŚCIEŻEK OBCIĄŻENIA

4.1. WPROWADZENIE

Zaproponowana przez autorkę **metoda ścieżek obciążenia,** przedstawiana szkicowo i fragmentarycznie w kilku wcześniejszych pracach (Kowalska, 2005, 2006, 2007, 2008; Kowalska i Gryczmański, 2006; Gryczmański i Kowalska, 2007), a kompletnie i wyczerpująco w niniejszej rozprawie, jest **procedurą identyfikacji parametrycznej** modeli konstytutywnych. Jej koncepcja oraz zbadanie pod kątem kalibracyjnej efektywności stanowią główny naukowy cel dysertacji (por.: rozdział 1.3).

Metoda opiera się na ogólnych podstawach wyłożonych w rozdziale 3. Wykorzystuje w szczególności

- ideę lokalnego kalibrowania modeli,
- wariant ścieżek reprezentatywnych dla analizowanego zagadnienia geotechniki,
- metodę najmniejszych kwadratów,
- koncepcje bezpośredniego szukania optymalnego zbioru parametrów, a konkretnie probabilistyczną metodę algorytmów genetycznych.

Kluczowymi pojęciami metody są: **ścieżka obciążenia** danego punktu (elementu) masywu gruntowego, przekazywanego przez współdziałającą konstrukcję, oraz **ścieżka odpowiedzi** na to obciążenie. Pierwsza wymaga oszacowania teoretycznego, uwzględniającego w sposób realistyczny warunki początkowe i brzegowe zagadnienia oraz wpływ właściwości ośrodka gruntowego. Druga określana jest teoretycznie, jako reakcja kalibrowanego modelu na ścieżkę obciążenia, i eksperymentalnie, przez pomiary odpowiedzi na nią próbki gruntu, w stosownym aparacie laboratoryjnym. Odchylenia teoretycznych przewidywań od zbioru odpowiadających wyników pomiarów, ujęte w algorytm metody najmniejszych kwadratów, stanowią miarę dopasowania modelu i bazę poszukiwań optymalnego wektora jego parametrów.

Ta nowa procedura lokalnego kalibrowania ma sporo wspólnego z dobrze znanymi w mechanice gruntów: metodami ścieżek naprężenia i ścieżek odkształcenia. Pierwsza jest dziełem Lambe'a (1967) oraz niezależnie Davisa i Poulosa (1968). W niespełna dwadzieścia lat później Baligh (1985) opublikował metodę ścieżek odkształcenia. Kluczowym elementem obu podejść, jest projektowanie obciążenia próbki w badaniu laboratoryjnym na podstawie teoretycznej symulacji rozważanego zagadnienia geotechnicznego.

Ta ogólna idea łączy je z naszkicowaną wyżej **metodą ścieżek obciążenia.** Jest jednak wiele poważnych różnic dotyczących zakresu i skali uproszczeń. W kolejnych punktach rozdziału 4 poszczególne metody będą omówione i porównane.

4.2. METODA ŚCIEŻEK NAPRĘŻENIA LAMBE'A

Wyniki badań gruntów, prowadzonych na świecie w połowie XX w., wskazywały na istnienie ścisłej zależności zachowania gruntu od przebiegu procesu obciążenia. Fakt ten, a w szczególności odkryta w latach sześćdziesiątych niezgodność między obserwowanym osiadaniem fundamentów a jego predykcją na podstawie badań

edometrycznych (Davis i Poulos, 1968), stały się bodźcem do kreowania procedur obliczeniowych, które uwzględniałyby w prognozach odpowiedzi masywu gruntowego na obciążenie rzeczywisty przebieg tego ostatniego. Jedną z nich była właśnie opublikowana przez Lambe'a w 1967 metoda ścieżek naprężenia. Nie stanowiła ona rewolucji w świecie geomechaniki, ale pozwoliła ująć w spójne ramy ówczesną wiedzę odnośnie zachowania się gruntu pod obciążeniem w różnych przypadkach zagadnień związanych z deformacją i statecznością podłoża, uwzględniając w szczególności warunki drenażu w trakcie obciążenia oraz naprężenia pierwotne. Algorytm metody ścieżek naprężenia składa się z czterech etapów (Lambe i Whitman, 1969):

1) wybór jednego lub kilku reprezentatywnych punktów w podłożu konstrukcji,
2) oszacowanie naprężeń pierwotnych oraz przyrostów naprężenia na skutek spodziewanych obciążeń eksploatacyjnych (ścieżka naprężenia),
3) symulacja powyższego w laboratoryjnym badaniu gruntu z uwzględnieniem prędkości przykładania obciążenia (warunki z drenażem lub bez drenażu),
4) wyznaczenie osiadania projektowanej konstrukcji na podstawie odkształceń uzyskanych w badaniu laboratoryjnym.

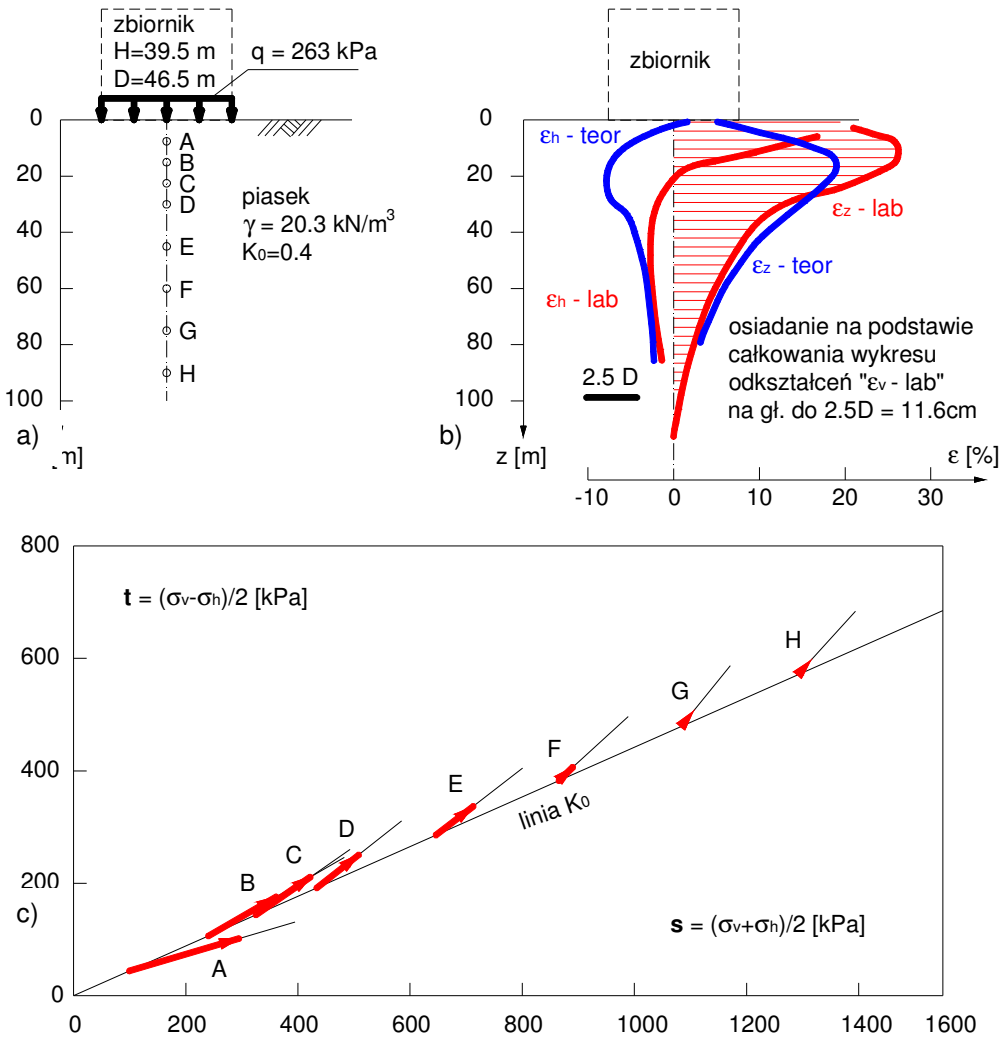
Ilustrację wykorzystania metody ścieżek naprężenia do oszacowania osiadania podłoża pod zbiornikiem cylindrycznym przedstawiono za Lambe'm (1967) na rysunku 4.1.

Do obliczeń przebiegu ścieżki naprężenia Lambe stosował liniową teorię sprężystości jednorodnego ośrodka izotropowego, a oddziaływanie fundamentu przyjmował jako lokalne, równomiernie rozłożone obciążenie powierzchni terenu. Z uwagi na założony cel metody, jakim było obliczenie osiadania bądź przemieszczenia poziomego, analizowano wyłącznie odpowiedź w postaci charakterystyk $q - \varepsilon_v$ lub $q - \varepsilon_h$, gdzie ε_v i ε_h to odpowiednio odkształcenie pionowe i poziome. W artykule definiującym tę metodę (Lambe, 1967) autor przedstawił przykłady jej zastosowania do szacowania osiadania podłoża na skutek odwodnienia oraz w wyniku obciążenia fundamentem, a także do estymacji poziomego przemieszczenia powierzchni gruntu za ścianą oporową. Zwrócił również uwagę na różne aparaty laboratoryjne, niezbędne do symulacji wybranych ścieżek naprężenia. Przypadek fundamentu może być według niego dobrze przybliżany w aparacie trójosiowego ściskania, odwodnienie – w edometrze, a element za ścianą oporową powinien być badany w aparacie dwuosiowym, symulującym płaski stan odkształcenia.

Davis i Poulos (1968) zaproponowali podejście równoległe, bardzo zbliżone do metody Lambe'a, skoncentrowane na szacowaniu osiadań fundamentów. Zwracali dodatkowo uwagę na nieuwzględniany przez Lambe'a wpływ współczynnika Poissona na naprężenia całkowite w trakcie procesu konsolidacji. Przy uwzględnieniu w metodzie ścieżek naprężenia uściśla to jeszcze predykcję osiadań w stosunku do wartości obliczanych na podstawie innych powszechnie stosowanych procedur, np. metody Terzaghiego – Taylora (1943), bądź Skemptona - Bjerruma (1957).

Za krok w kierunku uściślenia ścieżki naprężenia uznać należy pomysł D'Appolonii i Lambe'a (1970) wykorzystania w tym celu analizy MES podłoża gruntowego, opisanego bardziej adekwatnym od stosowanego przez Lambe'a (1967), izotropowym modelem biliniowo sprężystym. Autorzy sugerowali używanie wartości parametrów E i ν bez drenażu oraz ich skokową zmianę po przekroczeniu 90% wytrzymałości na ścinanie bez drenażu s_u. Określa to, jako cel analizy, oszacowanie tylko osiadania natychmiastowego. W omawianej pracy odnotować należy istotne

spostrzeżenie autorów, że w przypadku sztywnego bloku fundamentowego obciążeniem jest raczej odkształcenie (przemieszczenie) niż naprężenie na styku obiektu z podłożem.



Rysunek 4.1. Przykład wykorzystania metody ścieżek naprężenia do oszacowania osiadania podłoża pod zbiornikiem cylindrycznym (Lambe, 1967): a) układ punktów reprezentatywnych pod obciążeniem równomiernie rozłożonym na powierzchni kołowej, b) rozkład odkształceń uzyskanych w wyniku badań laboratoryjnych (ε_- lab) oraz na podstawie teorii sprężystości (ε_- teor) z zaznaczeniem całkowanej powierzchni wykresu, c) ścieżki naprężenia w punktach A-H symulowane w badaniu w aparacie trójosiowego ściskania

Przykłady analiz podłoża z zastosowaniem metody ścieżek naprężenia można znaleźć m.in. w publikacjach Simonsa (1971) oraz Gangopadhyaya i in. (1980). Prace te zwracają uwagę przede wszystkim na różnice w zachowaniu podłoża w zależności od wykorzystanej ścieżki naprężenia.

Były też próby wychodzenia z metodą ścieżek naprężenia poza prognozowanie przemieszczeń masywu gruntowego, współdziałającego z budowlą pod obciążeniem statycznym. Gryczmański i Pieczyrak (1987) przedstawili koncepcję wykorzystania metody do analizy drgań układu „tor kolejowy – sprężyste podłoże gruntowe”,

wzbudzanych przejazdami pociągów. Gryczmański (1990) zaproponował procedurę wyznaczania metodą ścieżek naprężenia efektywnego lokalnych współczynników stateczności masywu gruntowego. Gryczmański i Jakubiak (1992) zastosowali tę procedurę do wyznaczenia lokalnego współczynnika stateczności podłoża ławy fundamentowej.

Na koniec rozdziału poświęconego metodzie ścieżek naprężenia warto przytoczyć uwagi Lambe'a i Marra (1979). Oceniając metodę po 12 latach od jej publikacji autorzy ci zwrócili uwagę na trudności, jakie mogą się pojawić przy jej stosowaniu do aktualnych zagadnień, wynikające w sposób naturalny z próby ulepszonego opisu zachowania podłoża. Dotyczą one praktycznie każdego kroku algorytmu i obejmują: określenie geologicznej historii masywu gruntowego oraz naprężeń pierwotnych, szczególnie – poziomych, wyznaczenie przyrostów naprężenia wynikających z obciążenia konstrukcją, oszacowanie parametrów gruntu, czy wreszcie cały szereg trudności związanych z samymi badaniami laboratoryjnymi. Problemy te nie są domeną wyłącznie metody ścieżek naprężenia, aczkolwiek ich identyfikacja jest wyróżnikiem tego podejścia na tle innych bardziej tradycyjnych metod analizy konstrukcji geotechnicznych.

4.3. METODA ŚCIEŻEK ODKSZTAŁCENIA BALIGHA

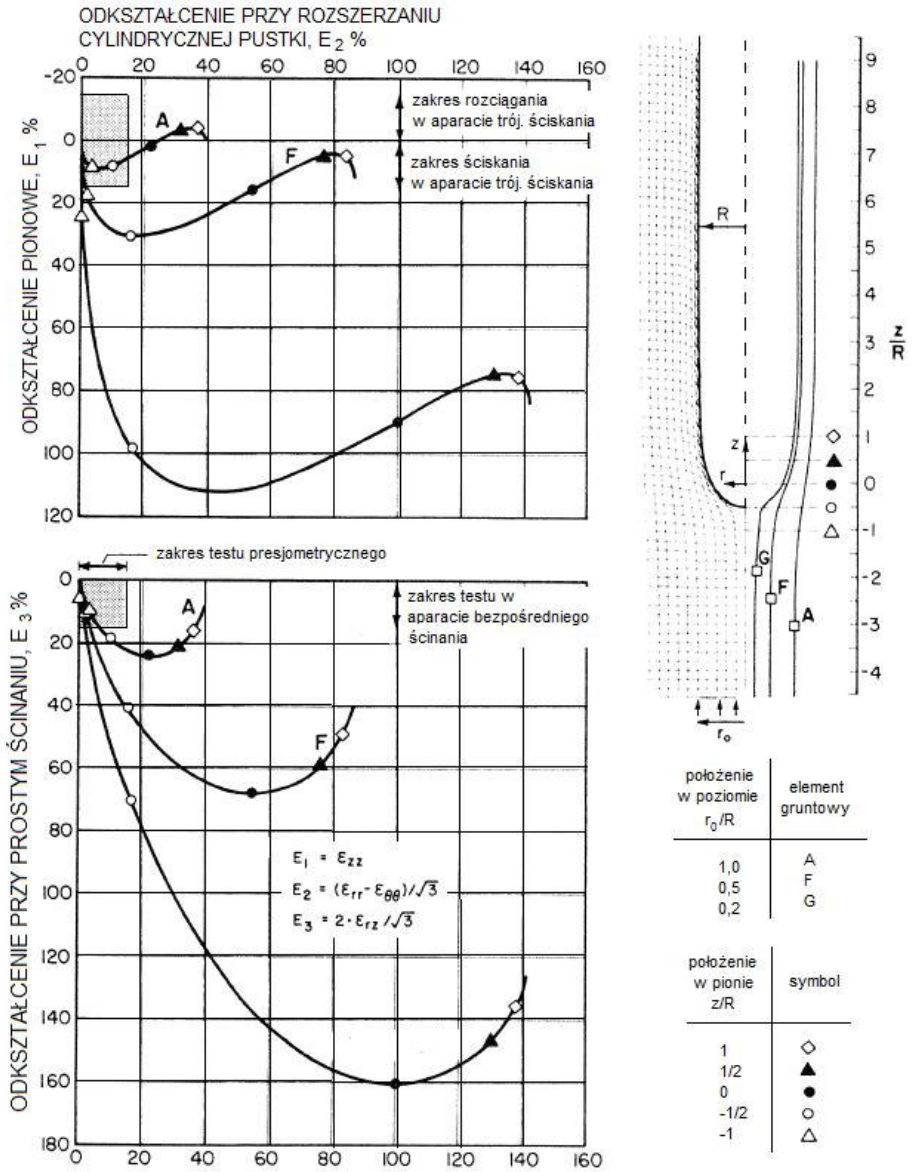
Według Baligha (1985) metoda ścieżek naprężenia jest właściwa dla zagadnień mechaniki gruntów, związanych z analizą projektową budowli geotechnicznych o względnie płytkim zasięgu mechanicznego oddziaływania na podłoże (mniejszym od poziomych wymiarów obszaru tego oddziaływania). Opcja dotyczy więc takich obiektów, jak stopy i płyty fundamentowe, wykopy i nasypy, zbocza naturalne, ściany oporowe. Baligh określa ją mianem „płytkich" zagadnień mechaniki gruntów.

„Głębokie" problemy mechaniki gruntów, dotyczące wciskania w podłoże, na dużą głębokość, sztywnych elementów fundamentowych lub przyrządów pomiarowych (palowanie, badania sondą penetracyjną, pobieranie próbek itp.), wymagają natomiast zastosowania algorytmu, w którym to odkształcenie jest stanem kontrolowanym, a naprężenie - reakcją. Taką procedurę postępowania Baligh nazwał metodą ścieżek odkształcenia. Jej kolejne kroki stanowią niejako odwrotność metody Lambe'a:

1) wybór reprezentatywnych punktów w podłożu konstrukcji (zwykle w bliskim sąsiedztwie wciskanego elementu),
2) oszacowanie naprężeń pierwotnych oraz przyrostów odkształcenia (<u>ścieżka odkształcenia</u>),
3) symulacja powyższego w laboratoryjnym badaniu gruntu z uwzględnieniem prędkości przykładania obciążenia (zwykle warunki bez drenażu) lub użycie adekwatnego modelu gruntu,
4) oszacowanie <u>ciśnienia porowego</u> (przez całkowanie równań równowagi) <u>na podstawie naprężeń efektywnych</u>, uzyskanych w badaniu laboratoryjnym

Według hipotezy Baligha, kontrola naprężeń w „płytkich" zagadnieniach mechaniki gruntów oraz odkształceń w problemach „głębokich" pozwala na założenie, że przy zastosowaniu nawet najprostszego opisu gruntu (np. modeli liniowo sprężystych), błędy oszacowania wartości odpowiednio osiadania lub ciśnienia porowego są pomijalnie małe w praktyce inżynierskiej.

Autor metody zakłada również, że do określenia pola prędkości przemieszczeń w trakcie wciskania sztywnego elementu w grunt nie potrzeba żadnej wiedzy na temat mechanicznych właściwości podłoża, a w szczególności - jego wytrzymałości na ścinanie (Baligh i Scott, 1975). Jest to daleko idące uproszczenie, poprawne tylko w nieściśliwych gruntach jednorodnych, w pełni nasyconych, o początkowo izotropowym stanie naprężenia. Pozycja elementów gruntowych wobec wciskanej końcówki może być wówczas obliczona analogicznie jak linie prądu nieściśliwego i nielepkiego płynu opływającego nieruchomy obiekt zgodnie z teorią przepływów potencjalnych. Sposób obliczania odkształceń podłoża wokół penetrometru w celu oszacowania naprężeń, Baligh wywiódł z teorii rozszerzania sferycznej pustki, co zostało zaproponowane 30 lat wcześniej przez Ladanyi'ego (1961, 1998). Metoda ścieżek odkształcenia jest zatem w pewnym sensie uogólnieniem koncepcji pola odkształceń Ladanyi'ego, choć ta ostatnia, według Touileba (2000), należała do grupy zagadnień dotyczących „płytkiego" fundamentowania.



Rysunek 4.2. Ścieżki odkształcenia w trakcie penetracji prostego pala [Baligh, 1985]

Baligh zauważył, że głębokie fundamentowanie i opróbowywanie, będące podstawowymi przedmiotami analizy w metodzie ścieżek odkształcenia, implikują wystąpienie bardzo dużych odkształceń będących poza zasięgiem możliwości istniejących przyrządów laboratoryjnych (patrz: rysunek 4.2). Oszacowanie ścieżki odpowiedzi w postaci naprężenia dla takich przypadków staje się problemem czysto teoretycznym, dlatego autor zakładał możliwość zastąpienia badania laboratoryjnego adekwatnym modelem podłoża.

Metoda ścieżek odkształcenia wykorzystywana jest współcześnie przede wszystkim do oceny zaburzeń powodowanych w podłożu na skutek wciskania pali, próbników i sond (Gill i Lehane, 2000; Einav i Randolph, 2005)

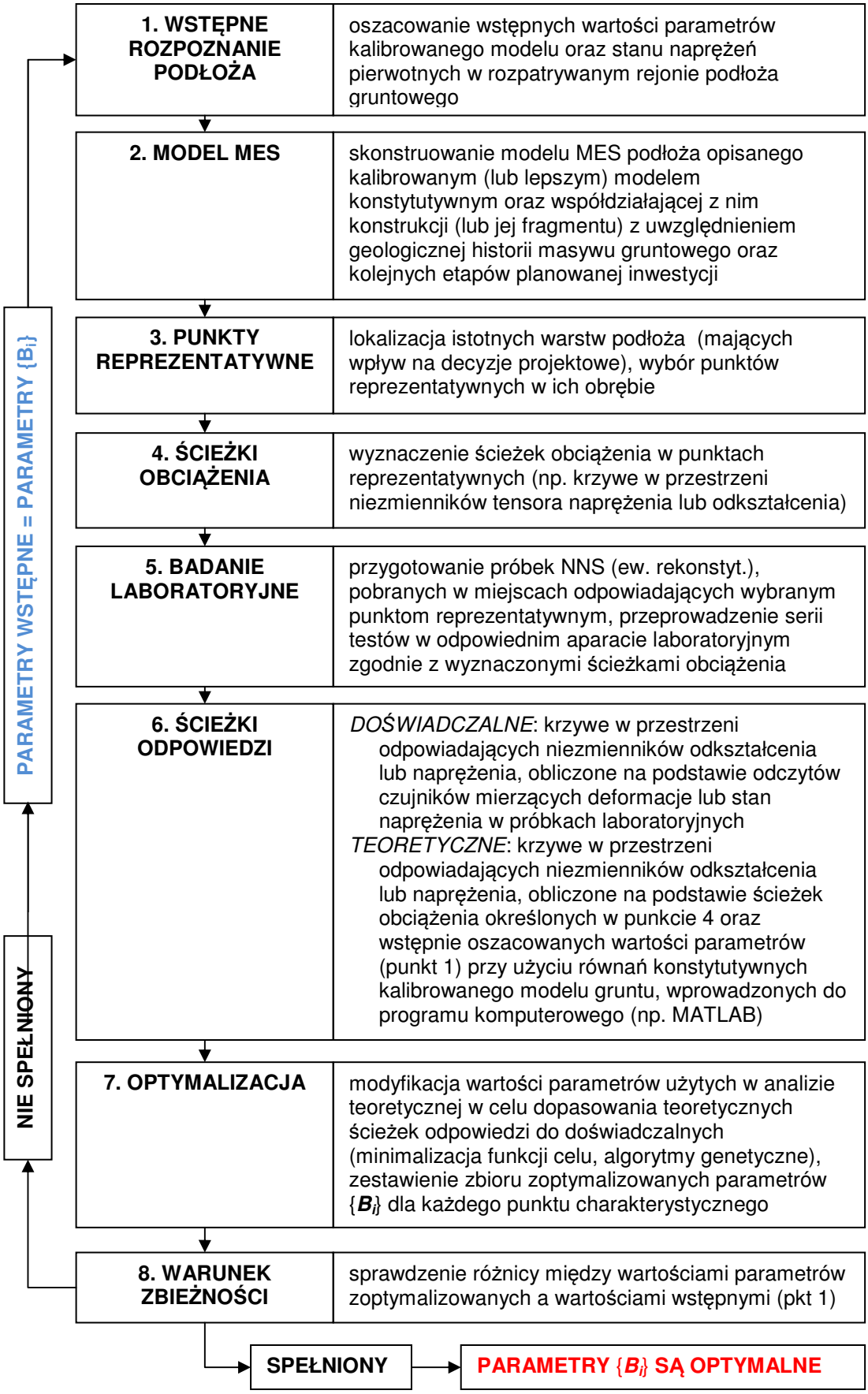
4.4. KONCEPCJA METODY ŚCIEŻEK OBCIĄŻENIA

Jeżeli przez pojęcie obciążenia rozumie się wszelkie działania wymuszające (przyczyny), a przez pojęcie odpowiedzi – reakcję materiału na te wymuszenia, wówczas w metodzie Lambe'a ścieżka naprężenia może być traktowana jako obciążenie (ścieżka obciążenia) a ścieżka odkształcenia – jako odpowiedź (ścieżka odpowiedzi); odwrotnie - w metodzie Baligha. Jeżeli dodatkowo pominie się sugerowane przez tego drugiego autora zróżnicowanie zastosowań obu podejść, wówczas, zgodnie z propozycją Gryczmańskiego (1992), algorytmy obu metod można zamknąć w jednej wspólnej procedurze postępowania pod nazwą metody ścieżek obciążenia.

W niniejszej dysertacji pod pojęciem **metody ścieżek obciążenia** kryć się będzie algorytm o znacznie ogólniejszej formule - rozszerzony do postaci procedury lokalnego kalibrowania dowolnego modelu konstytutywnego gruntu z uwzględnieniem analizowanego zagadnienia brzegowego (Kowalska, 2005, 2006, 2007, 2008; Kowalska i Gryczmański, 2006; Gryczmański i Kowalska, 2007). Kolejne kroki algorytmu przedstawiono na rysunku 4.3. Z metod ścieżek naprężenia i odkształcenia zaczerpnięto ogólną ideę istotności warunków początkowych i przebiegu obciążenia w czasie realizacji inwestycji oraz symulacji wyznaczonych ścieżek na próbkach w warunkach laboratoryjnych w celu identyfikacji odpowiedzi gruntu. Propozycja autorki różni się jednak znacznie od metod źródłowych przede wszystkim w kwestii metodyki określania ścieżki obciążenia oraz ostatecznego sposobu wykorzystania wyników badań laboratoryjnych.

4.5. IDENTYFIKACJA ŚCIEŻKI OBCIĄŻENIA I ŚCIEŻKI ODPOWIEDZI

Metoda ścieżek naprężeń Lambe'a zawdzięczała swą popularność m. in. łatwości wyznaczania naprężeń w liniowo sprężystej półprzestrzeni, wywołanych równomiernym obciążeniem regularnego (np. prostokątnego lub kołowego) obszaru powierzchni. Służyły temu dostępne proste wzory, tablice lub nomogramy (Holl, 1940; Ahlvin i Ulery, 1962; Fłorin, 1972; Giroud, 1972, 1973; Poulos i Davis, 1974). Z licznych, przeprowadzonych w późniejszych latach, analiz MES układów „budowla – podłoże" wynika jednak, że rozkłady pól naprężenia i odkształcenia w masywie gruntowym wydatnie zależą od kształtu powierzchni kontaktu i sztywności konstrukcji oraz,



Rysunek 4.3. Schemat algorytmu metody ścieżek obciążenia

w niemniejszym stopniu, od budowy podłoża i od mechanicznych właściwości gruntów warstw. Ścieżki naprężenia w podłożu zagłębionego fundamentu o znacznej sztywności, uwzględniające plastyczne wzmocnienie objętościowe gruntu (model MCC) powinny sie zatem różnić w sposób zasadniczy kształtem i długością od stosowanych przez Lambe'a. Prawdziwość tej tezy będzie wykazana w rozdziale 6.

Biorąc pod uwagę, że celem metody ścieżek obciążenia jest oszacowanie parametrów wybranego modelu konstytutywnego, dla zachowania logiki rozumowania to właśnie kalibrowany model powinien być użyty do opisu podłoża w programie MES. Innym rozwiązaniem jest ewentualnie zastosowanie modelu „lepszego", tzn. bardziej zaawansowanego w sensie reprezentacji rzeczywistości, ujmującego więcej istotnych dla analizy zjawisk. Właściwie, z uwagi na decydujący wpływ przebiegu ścieżki obciążenia na wartości parametrów, wskazane jest wykorzystanie najlepszego znanego (i zweryfikowanego) modelu konstytutywnego. Poważnym ograniczeniem w tej kwestii jest jednak często brak dostępności takiego modelu w programach MES. Pozostaje więc wówczas opcja wyboru najbardziej zaawansowanego z zaimplementowanych modeli konstytutywnych. Poważną niedogodnością w przypadku szacowania ścieżki obciążenia modelem innym niż kalibrowany, mogą być różne zbiory parametrów obu modeli. Ma to znaczenie wówczas, gdy proces szacowania parametrów zawiera więcej niż jedną iterację. Zoptymalizowane wartości parametrów kalibrowanego modelu z pierwszej iteracji muszą być uwzględnione w zbiorze parametrów modelu używanego w analizie MES w drugiej iteracji. Problem pojawia się, gdy parametry obu modeli nie są „przeliczalne" albo gdy model wykorzystywany w obliczeniach numerycznych ma większą liczbę parametrów. Wtedy tylko od decyzji badacza zależy oszacowanie nowych wartości „wolnych" parametrów.

Dane wejściowe każdej symulacji MES muszą zawierać zbiór wartości parametrów używanego modelu konstytutywnego. Pod tym względem metoda ścieżek obciążenia stanowi więc przykład kalibrowania drugiego rzędu. Początkowy zbiór parametrów musi być wstępnie oszacowany przy użyciu prostych testów trójosiowych, edometrycznych, wyników badań polowych, czy na podstawie innej dostępnej dokumentacji. Jakość tego przybliżenia wpływa oczywiście na przebieg ścieżki obciążenia, co przekłada się ostatecznie na liczbę iteracji niezbędnych do osiągnięcia pożądanej dokładności rozwiązania (optymalnego zestawu parametrów). W większości przypadków jednak, z uwagi na czasochłonność procedur laboratoryjnych, z konieczności za wystarczającą trzeba uznać jedną iterację.

Instrukcja Baligha, co do podziału problemów na te z kontrolowaną ścieżką naprężenia i odkształcenia w zależności od fizycznej głębokości rozważanego elementu, nie we wszystkich przypadkach jest jednoznaczna. Na przykład w analizie elementu konstrukcji o znacznej sztywności (fundament blokowy maszyny, obiekt mostowy itp.) posadawianego na niewielkiej głębokości na odkształcalnym podłożu, czy fundamentu na podłożu poddanym eksploatacji górniczej, to raczej rozkład odkształcenia/przemieszczenia jest znany i definiuje obciążenie, mimo, że z uwagi na głębokość, zagadnienia te kwalifikują się jako „płytkie". Na fakt ten zwrócili uwagę m.in. D'Appolonia i Lambe (1970).

Ścieżka obciążenia, wyznaczona w dowolnym punkcie podłoża w wyniku analizy MES zagadnienia geotechniki może być usytuowana zarówno w przestrzeni naprężeń, jak i w przestrzeni odkształceń lub w „mieszanej" przestrzeni naprężeń i odkształceń. Wybór wariantu powinien zapewnić najdokładniejsze oszacowanie odpowiedzi gruntu.

Ograniczeniem dla badacza, co do decyzji o wyborze rodzaju obciążenia mogą być jednak możliwości aparatu laboratoryjnego, który ma być użyty do zadania tego obciążenia na próbkę gruntu (patrz: rozdział 4.7).

Pozostaje jeszcze kwestia definicji samych ścieżek. Załóżmy, że obciążeniem będzie zmiana stanu naprężenia. Wektor parametrów modelu, jeśli ma kwantyfikować właściwości materiałowe, nie może zależeć od układu współrzędnych, nie może też od niego zależeć ścieżka naprężenia. Można ją zatem zdefiniować albo za pomocą wartości głównych tensora naprężenia $\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$ albo przy użyciu jego niezmienników $\{p, q, \theta\}$. W praktyce, z uwagi na możliwości najczęściej stosowanych aparatów laboratoryjnych ścieżki naprężenia są zwykle usytuowane w przestrzeniach dwuwymiarowych. Najczęściej spotykane są ścieżki w przestrzeniach:

- $\{\sigma_1, \sigma_3\}$ - z pominięciem składowej pośredniej naprężenia głównego σ_2, którą zwykle przyjmuje się jako równą składowej minimalnej lub maksymalnej,
- $\{p, q\}$ - z pominięciem kąta Lodego, którego wartość przyjmuje się jako stałą (np. -30°).

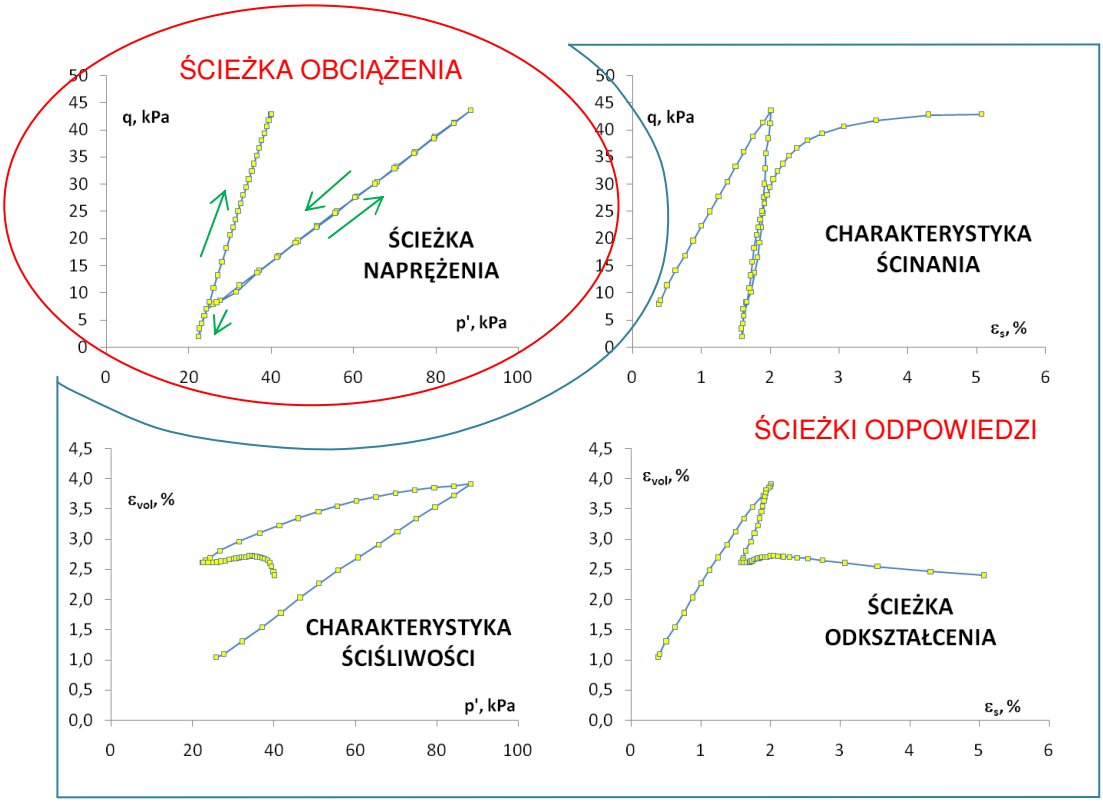
Używa się też komplanarnej przestrzeni $\{s', t\}$ nazywanej układem MIT, stosowanym m. in. przez Lambe'a.

W przypadku, gdy stan odkształcenia jest traktowany jako obciążenie, ścieżkami obciążenia są krzywe zdefiniowane za pomocą wartości głównych $\{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$ lub niezmienników tensora odkształcenia $\{\varepsilon_{vol}, \varepsilon_s, \theta_\varepsilon\}$ oraz ich dwuwymiarowe odpowiedniki: $\{\varepsilon_1, \varepsilon_3\}$ i $\{\varepsilon_{vol}, \varepsilon_s\}$. W zależności od możliwości aparatu laboratoryjnego ścieżka obciążenia może być także zdefiniowana z zastosowaniem „mieszanych" wielkości niezależnych od układu współrzędnych. Ma to miejsce np. w badaniu w konwencjonalnym aparacie trójosiowego ściskania Bishopa – Henkela, w którym kontroli podlega ciśnienie wody w komorze oraz przesuw tłoka – obciążeniem może być więc ścieżka $\{q, \varepsilon_1\}$.

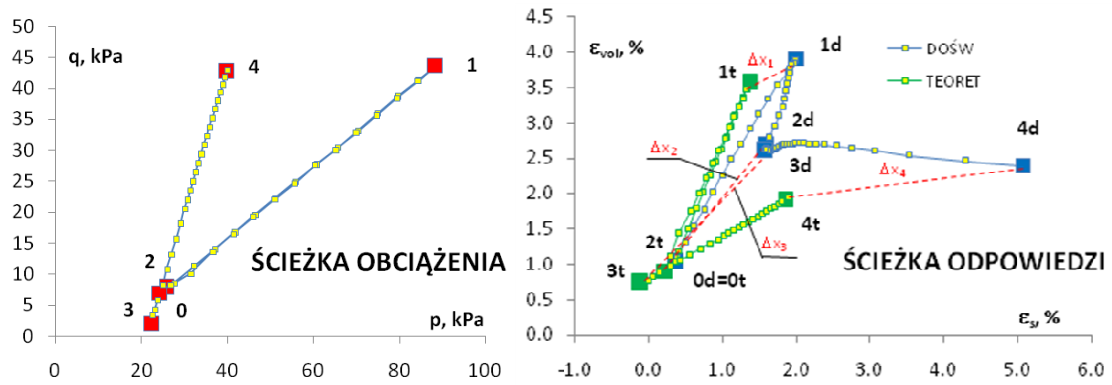
Wykorzystywana w procesie optymalizacji odpowiedź na tak określone ścieżki obciążenia może być również przedstawiona wielorako i zależy od ustalonego celu analizy. Najpełniejszą charakterystykę materiału uzyska się wówczas, gdy ścieżka odpowiedzi będzie stanowiła dokładne odbicie ścieżki obciążenia w odpowiadającej przestrzeni stanów odkształcenia lub naprężenia („układ uzupełniający"). Przykładowo, jeżeli ścieżkę obciążenia reprezentuje krzywa $\{p, q\}$ wówczas ścieżką odpowiedzi będzie krzywa $\{\varepsilon_{vol}, \varepsilon_s\}$. Wyniki doświadczeń prezentowane są jednak często także w formie uproszczonej („układy pośrednie"), tzn. np. zamiast pełnej ścieżki odkształcenia, występuje tylko charakterystyka ścinania $\{\varepsilon_s, q\}$, ściśliwości $\{p', \varepsilon_{vol}\}$ albo, jak w metodzie ścieżek naprężenia - charakterystyka odkształcalności osiowej $\{q, \varepsilon_1\}$ lub radialnej $\{q, \varepsilon_3\}$. Każda z tych krzywych może być traktowana jako ścieżka odpowiedzi w procesie kalibrowania (patrz: rysunek 4.4), jednak parametry wyznaczone z ich użyciem będą uwzględniały tylko częściową reakcję gruntu. Możliwe kombinacje układów ścieżka obciążenia – ścieżka odpowiedzi przedstawiono w tabeli 4.1.

W porównaniu do metod źródłowych, metoda ścieżek obciążenia w znacznie większym stopniu wykorzystuje informację uzyskaną w wyniku badania laboratoryjnego. Istotna jest nie tyle końcowa wartość odkształcenia lub naprężenia, jak to miało miejsce w propozycjach Lambe'a i Baligha, lecz, najczęściej, pełen przebieg ścieżki odpowiedzi dla rozważanego zakresu obciążenia. Waga kształtu ścieżki odpowiedzi zależy bezpośrednio od warunku zdefiniowanego jako funkcja celu w procesie optymalizacji. Szacowanie podobieństwa dwóch krzywych (doświadczalnej i

teoretycznej) w danej przestrzeni rozwiązań może być bowiem przeprowadzone na wiele sposobów w zależności od wymaganej dokładności rozwiązania. Posłużmy się przykładem z rysunku 4.4, przedstawiającym wyniki badania kaolinu *speswhite* w postaci uzupełniającego układu niezmienników – patrz: rysunek 4.5. Przy założeniu, że doświadczalna ścieżka odpowiedzi zbudowana jest z dyskretnego zbioru *n* punktów odpowiadających kolejnym odczytom czujników w trakcie badania, wówczas przypadkiem najprostszym będzie funkcja celu minimalizująca odległość tylko między punktami końca obu ścieżek, niezależnie od ich przebiegu: $S(\boldsymbol{b}) = \Delta x_4$; przypadkiem pośrednim – porównywanie punktów wybranych na podstawie ustalonego kryterium (tutaj - odpowiadających końcom zadanych odcinków kontrolowanej ścieżki obciążenia): $S(\boldsymbol{b}) = \Delta x_1 + \Delta x_2 + \Delta x_3 + \Delta x_4$; w skrajnym przypadku natomiast wykorzystane mogą być wszystkie punkty ścieżek : $S(\boldsymbol{b}) = \Sigma(\Delta x_n)$.



Rysunek 4.4. Przykładowe ścieżki odpowiedzi na ścieżkę naprężenia w przestrzeni niezmienników tensora naprężenia; speswhite *kaolin, naprężenie prekonsolidacyjne: p_{c0}=114kPa, q_{c0}=54kPa;*



Rysunek 4.5. Różne sposoby ustalania kryterium dopasowania – wyjaśnienie w tekście; DOŚW – doświadczalna ścieżka odpowiedzi , TEORET – teoretyczna ścieżka odpowiedzi (model MCC); _d, _t – punkty na odpowiednio doświadczalnej i teoretycznej ścieżce odpowiedzi; kaolin Speswhite*, naprężenie prekonsolidacyjne: p_{c0} = 114 kPa, q_{c0} = 54 kPa;*

Tabela 4.1. Przykładowe układy: ścieżka obciążenia – ścieżka odpowiedzi

ŚCIEŻKA OBCIĄŻENIA	ŚCIEŻKA ODPOWIEDZI
UKŁADY UZUPEŁNIAJĄCE	
$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$	$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$
$\{p, q, \theta\}$	$\{\varepsilon_{vol}, \varepsilon_s, \theta_\varepsilon\}$
$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$	$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$
$\{\varepsilon_{vol}, \varepsilon_s, \theta_\varepsilon\}$	$\{p, q, \theta\}$
$\{p, q\}$	$\{\varepsilon_{vol}, \varepsilon_s\}$
$\{\varepsilon_1, \varepsilon_3\}$	$\{\sigma_1, \sigma_3\}$
UKŁADY UZUPEŁNIAJĄCE MIESZANE	
$\{\varepsilon_1, \sigma_2, \sigma_3\}$	$\{\sigma_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$
$\{\varepsilon_{vol}, q, \theta\}$	$\{p, \varepsilon_s, \theta_\varepsilon\}$
UKŁADY POŚREDNIE	
$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$	$\{\sigma_1, \varepsilon_1\}$
$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$	$\{\sigma_2, \varepsilon_1\}$
$\{s, t\}$	$\{t, \varepsilon_v\}$
$\{p, q\}$	$\{\varepsilon_s, q\}$
$\{\varepsilon_1, \varepsilon_3\}$	$\{\sigma_1, \varepsilon_3\}$
$\{\varepsilon_1, \sigma_2, \sigma_3\}$	$\{\sigma_1, \varepsilon_1\}$
$\{\varepsilon_{vol}, q\}$	$\{\varepsilon_{vol}, p\}$

4.6. PUNKTY REPREZENTATYWE

Metoda ścieżek obciążenia jest przykładem lokalnego kalibrowania, polega więc na specyfikacji modelu konstytutywnego na podstawie wybranych reprezentatywnych punktów podłoża.

Z uwagi na fakt, że inherentnym elementem algorytmu są czasochłonne i kosztowne badania laboratoryjne na próbkach o nienaruszonej strukturze, metoda ścieżek obciążenia powinna mieć zastosowanie przede wszystkim w przypadkach, gdy w profilu podłoża można zidentyfikować jednorodną warstwę, której zachowanie ma decydujące znaczenie w analizie warunków nośności i użytkowalności konstruowanego obiektu. W problemach fundamentowania może to być np. warstwa bardzo słabego gruntu o dużej miąższości (miękkoplastyczne gliny i iły, luźne piaski, grunty organiczne). W zastosowaniach praktycznych niezbędnym elementem analizy jest więc wiarygodny profil podłoża, uzyskany np. w wyniku wysokiej jakości sondowań statycznych (CPTU, DMTU itp.), w miarę możliwości uwzględniający wstępne oszacowanie podstawowych charakterystyk materiałowych oraz stopnia prekonsolidacji.

Selekcja punktów reprezentatywnych dla wybranej warstwy, zależy od przestrzennego rozkładu obciążenia w podłożu budowli. Według Davisa i Poulosa (1968), jeżeli analizowany jest tylko jeden punkt warstwy, wówczas nie powinien się on mieścić w połowie jej miąższości, tak jak zakładał Lambe (1967), ale powyżej – tam gdzie występują większe naprężenia. Davis i Poulos zaproponowali zasadę, aby punkt ten lokalizować pomiędzy 1/4 a 1/3 miąższości warstwy w zależności od tego, czy rozkład naprężeń pionowych wywołanych obciążeniem fundamentu ma kształt trójkątny czy prostokątny; dla warstw o znacznej miąższości głębokość charakterystycznego elementu nie powinna być natomiast większa niż 90% szerokości fundamentu.

Jeżeli analizowana warstwa gruntu (o znacznej miąższości) leży w bezpośrednim sąsiedztwie źródła obciążenia, rozkład naprężeń spowodowany tym obciążeniem ma zwykle charakter silnie krzywoliniowy, który trudno uprościć do postaci prostokąta czy trójkąta. Należy wówczas taką warstwę litologiczną podzielić na mniejsze jednostki, uzyskując tym samym więcej niż jeden punkt reprezentatywny i różne ścieżki obciążenia w każdym z nich. Hipotetycznie, z uwagi na zależność parametrów od historii obciążenia, w każdym z tych punktów można zatem otrzymać inny zestaw parametrów kalibrowanego modelu. Dalsze analizy numeryczne w programach MES, wykorzystujące wyniki algorytmu metody ścieżek obciążenia, powinny wówczas uwzględniać różne strefy materiałowe, odzwierciedlające nie tyle podział na warstwy o tej samej genezie, co na warstwy o zbliżonych wartościach parametrów danego modelu konstytutywnego.

4.7. OGRANICZENIA APARATUROWE

4.7.1. Wprowadzenie

Podstawowym ograniczeniem we wdrożeniu metody ścieżek obciążenia w jej najbardziej uniwersalnej postaci są trudności z symulacją dowolnej przestrzennej ścieżki obciążenia w badaniu laboratoryjnym. Większość aparatów pozwala bowiem na kontrolę tylko niektórych składowych stanu naprężenia lub odkształcenia.

Porównywanie wyników testów w różnych urządzeniach należy przeprowadzać z dużą rozwagą, biorąc pod uwagę ich ograniczenia konstrukcyjne (skutkujące np. niejednorodnościami w stanie naprężenia lub odkształcenia) oraz, wykazaną przez Prashanta i Penumadu (2004, 2005), zależność odpowiedzi gruntu od kształtu próbki i warunków brzegowych badania.

W dalszej części rozdziału omówiono pokrótce pięć najczęściej stosowanych typów urządzeń pod kątem ich zdolności do zadawania dowolnej ścieżki obciążenia: aparaty edometryczne (OA – Oedometric Apparatus), aparaty trójosiowego ściskania (TA – Triaxial Apparatus), aparaty prawdziwego trójosiowego ściskania (TTA – True Triaxial Apparatus), komory ścinania kierunkowego (DSC – Directional Shear Cell) oraz aparaty do badania próbek w kształcie wydrążonego cylindra (HCA – Hollow Cylinder Apparatus). W tabeli 4.2 zestawiono podstawowe, możliwe do kontroli w tych urządzeniach, ścieżki obciążenia i odpowiadające im ścieżki odpowiedzi. Rysunki konstrukcyjne poszczególnych aparatów umieszczono w załączniku 4.1.

Tabela 4.2. Możliwości kontroli składowych obciążenia (wartości główne) i pomiaru odpowiedzi w wybranych aparatach laboratoryjnych; D - badanie z drenażem, UD – badanie bez drenażu

l.p.	URZĄDZENIE	ŚCIEŻKA OBCIĄŻENIA	ŚCIEŻKA ODPOWIEDZI
1	edometr klasyczny	$\{\sigma_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0\}$	$\{\varepsilon_1\}$
	edometr CRS	$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0\}$	$\{\sigma_1\}$
	edometr K_0	$\{\sigma_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0\}$	$\{\varepsilon_1, \sigma_2 = \sigma_3\}$
	edometr CRS K_0	$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0\}$	$\{\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3\}$
2	konwencjonalny TA Bishopa-Henkela	$\{\varepsilon_1, \sigma'_2 = \sigma'_3\}$ D	$\{\sigma'_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3\}$ D
		$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3\}$ UD	$\{\sigma'_1, \sigma'_2 = \sigma'_3\}$ UD
	konwencjonalny TA Bishopa-Wesleya	$\{\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3\}$ D	$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3\}$ D
		$\{\sigma_1, \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = f(\varepsilon_{vol} = 0)\}$ UD	$\{\varepsilon_1, \sigma'_2 = \sigma'_3\}$ UD
3	TTA o ściankach wiotkich	$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$	$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$
	TTA o ściankach sztywnych	$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$	$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$
4	DSC	$\{\sigma_1, \varepsilon_2 = \text{const}, \sigma_3\}$ + kierunki	$\{\varepsilon_1, \sigma_2, \varepsilon_3\}$ + kierunki
5	HCA	$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3,\}$ + kierunki	$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$ + kierunki
		$\{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$ + kierunki	$\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3,\}$ + kierunki

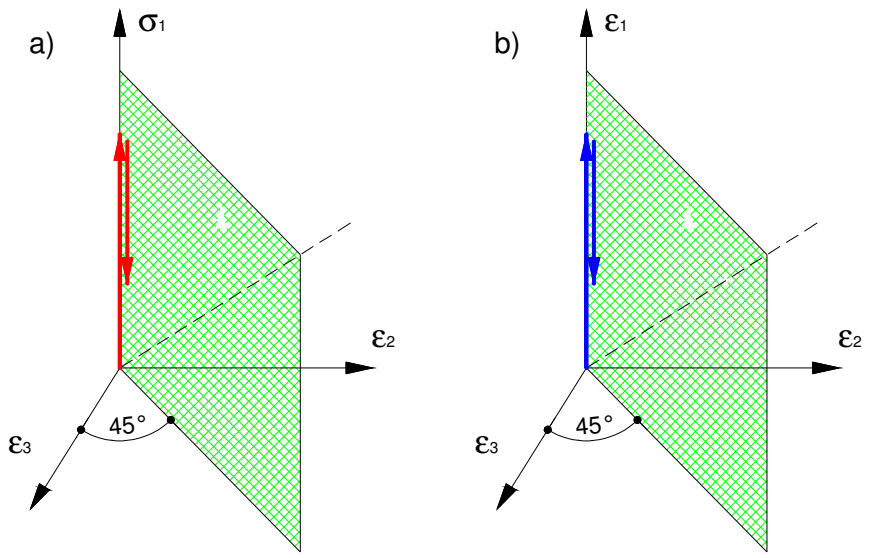
4.7.2. Aparaty edometryczne

W edometrach realizowany jest jednoosiowy stan odkształcenia. Minimalna i pośrednia wartość główna tensora odkształcenia (radialne i obwodowe odkształcenie próbki) są bowiem w trakcie całego badania równe zeru. W klasycznym edometrze pełnej kontroli podlega ponadto pionowa składowa stanu naprężenia, tożsama z maksymalną wartością główną tensora naprężenia. Takie warunki spełnione są ściśle w jednorodnym lub poziomo uwarstwionym podłożu, pod działaniem obciążeń i odciążeń „geologicznych" (akumulacja i erozja rzeczna, eoliczna, glacjalna, etc). Stany odkształcenia, wywołane w podłożu obciążeniem z budowli, mogą być traktowane jako jednoosiowe tylko w przybliżeniu. Jest ono realistyczne tylko w odniesieniu do budowli

rozległych w rzucie, kiedy miąższość strefy odkształcalnej podłoża jest mała w porównaniu z rozmiarami tego rzutu.

Z uwagi na konstrukcję urządzenia, zmiana stanu naprężenia odbywa się skokowo, co rzadko odpowiada rzeczywistym przypadkom. Innowacją w tym zakresie są testy tzw. CRS (*constant rate of strain*), w których kontrola pionowej składowej naprężenia zastępowana jest kontrolą składowej pionowej odkształcenia, przy czym przemieszczenie tłoka następuje z określoną stałą prędkością. Wykorzystanie badania edometrycznego (także testu CRS) jest możliwe w metodzie ścieżek obciążenia tylko w bardzo ograniczonym zakresie. Przede wszystkim konstrukcja aparatu wymusza tylko jedną ścieżkę obciążenia. W klasycznym edometrze usytuowana jest ona w przestrzeni mieszanych zmiennych stanu (rysunek 4.6a), w edometrze CRS w przestrzeni odkształceń (rysunek 4.6b). Problemem jest też brak pełnego pomiaru odpowiedzi gruntu. Nie istnieje on dopiero w tzw. „edometrze K_0", wyposażonym w czujniki ciśnienia, umieszczone we wzmocnionych ściankach pierścienia edometrycznego (patrz: rysunek Z4.2a w załączniku 4.1), pozwalające na pomiar składowej radialnej naprężenia wywołanego obciążeniem. Stosowana jest również opcja testu CRS z pomiarem naprężeń bocznych oraz opcja z ciśnieniem wyrównawczym, wspomagająca nasycenie próbki (patrz: rys. Z4.2b w załączniku 4.1).

Niezależnie jednak od możliwości pomiaru odpowiedzi, fakt kreowania jednej tylko ścieżki pozostaje niezmienny.



Rysunek 4.6. Możliwości symulacji ścieżek obciążenia w badaniu w aparacie edometrycznym: a) klasycznym, b) w teście CRS

4.7.3. Aparaty trójosiowego ściskania

Większą kontrolę stanu naprężenia i odkształcenia oferują aparaty trójosiowe (rozwijane już od lat 30-tych XX wieku; Germaine i Ladd, 1988). Urządzenia te również umożliwiają realizację badania wyłącznie w osiowo symetrycznym stanie naprężenia i odkształcenia (patrz: rozdział 2.2.1.3 i 2.2.1.4). Od edometrów różni je jednak

możliwość sterowania wartością naprężeń radialnych i obwodowych - minimalną i pośrednią wartością główną tensora naprężenia, choć i tutaj, zgodnie z hipotezą Haara - von Karmana, obie te składowe są sobie równe. Uproszczenie to nie pozwala uwzględnić w badaniu wpływu zróżnicowania poziomych składowych naprężenia oraz obrotu kierunków głównych naprężenia, co nie jest bez znaczenia w odkształceniowej odpowiedzi gruntu (Pearce, 1970; Yamada i Ishihara, 1979, Hight i in., 1983; Symes i in., 1984).

Standardowym wyposażeniem aparatów trójosiowych jest dziś system do zadawania ciśnienia wyrównawczego (*BP – back pressure*), pozwalający na nasycenie próbki i jednocześnie pomiar nadwyżki ciśnienia wody w porach u, co umożliwia operowanie efektywnymi wartościami tensora naprężenia. Przyjmuje się, że badanie w aparacie trójosiowym odbywa się w płaszczyznach głównych; przy analizie korzysta się więc najczęściej z niezmienników stanu naprężenia p', q i θ, przy czym kąt Lodego w konwencjonalnym badaniu może przyjmować wyłącznie wartości -30° (ściskanie) lub 30° (rozciąganie). Innym układem wartości stanu, wprowadzonym przez Lambe'a (1964) z myślą o opisie zachowania gruntu w badaniach trójosiowych, jest zestaw s' – t (wzory 2.22 i 2.23), w którym całkowicie pomija się problem pośredniej wartości głównej tensora naprężenia.

Za pionierski konwencjonalny aparat trójosiowego ściskania (określenie „konwencjonalny" przypisuje się aparatom cylindrycznym, pracującym w warunkach osiowej symetrii), uważa się urządzenie konstrukcji Bishopa i Henkela (1962), w którym komora aparatu wraz z umieszczoną w niej próbką, przemieszcza się z ustaloną prędkością względem sztywno zamocowanego tłoka. Ciśnienie wody (lub innego medium) w komorze jest niezmienne w trakcie badania. Budowę tego aparatu pokazano schematycznie na rysunku Z4.3 w załączniku 4.1.

W badaniu trójosiowego ściskania z drenażem (u = 0 kPa) kontroli podlega minimalna i pośrednia wartość główna tensora naprężenia efektywnego $\sigma'_2 = \sigma'_3$, równa ciśnieniu wody w komorze pomniejszonemu o ciśnienie wyrównawcze ($CP' = CP - BP$), oraz maksymalna wartość główna tensora odkształcenia ε_1, obliczana na podstawie przesuwu tłoka. Odpowiedź gruntu podawana jest w postaci maksymalnej wartości głównej tensora naprężenia efektywnego σ'_1 oraz minimalnej wartości głównej tensora odkształcenia: $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$, obliczanej na podstawie zmiany objętości próbki, najczęściej przy założeniu cylindrycznego jej kształtu w trakcie całego badania. W terminologii metody ścieżek obciążenia, ścieżka obciążenia jest więc ścieżką w przestrzeni mieszanych zmiennych stanu.

W badaniu trójosiowego ściskania bez drenażu sterowanie odbywa się natomiast za pomocą ścieżki odkształcenia. Kontroli podlega, podobnie jak poprzednio, maksymalna wartość główna tensora odkształcenia ε_1, ale również zmiana odkształcenia objętościowego próbki, która przy zablokowanym odpływie wody porowej w całkowicie nasyconej próbce przyjmuje wartość ustaloną ($\varepsilon_{vol} = 0$). Na tej podstawie można obliczyć wartości składowych odkształcenia $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$. Ciśnienie wody w komorze ma, co prawda, określoną wartość, jednak przy braku kontroli nad ciśnieniem wody w porach, nie można mówić o sterowaniu naprężeniem efektywnym w próbce, a przecież to ono decyduje o zachowaniu materiału. Odpowiedzią na obciążenie jest więc pomiar maksymalnej wartości głównej tensora naprężenia efektywnego σ'_1 oraz ciśnienia porowego u, które po odjęciu od stałej wartości ciśnienia wody w komorze, daje szukaną minimalną wartość główną tensora naprężenia efektywnego.

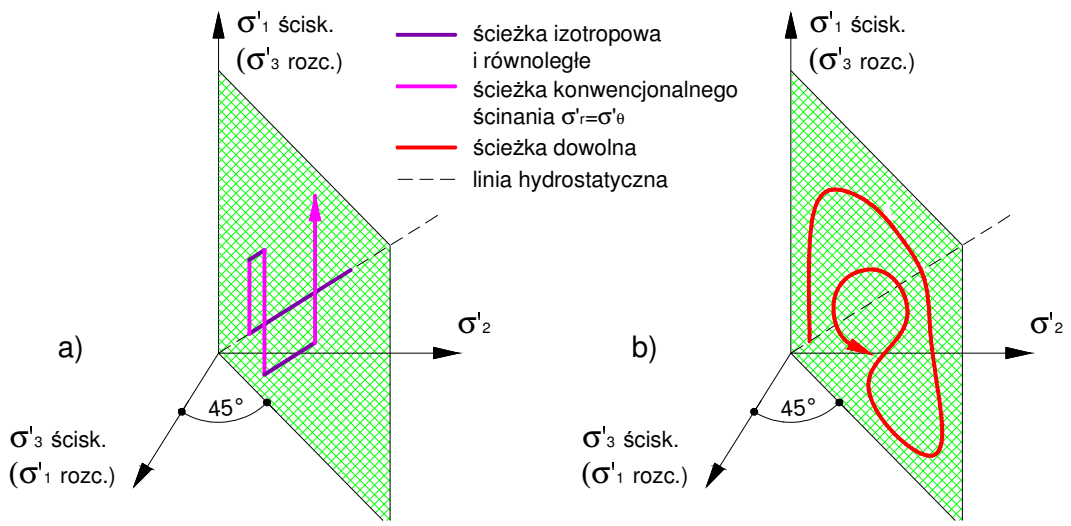
Drugim konwencjonalnym aparatem trójosiowym jest urządzenie konstrukcji Bishopa i Wesleya (1975), skonstruowane z myślą o automatycznej kontroli ścieżki naprężenia. W tym aparacie rama stanowiąca zamocowanie dla tłoka oraz stolik przemieszczający komorę główną wraz z próbką zastąpiono dodatkową dolną komorą obciążenia, mieszczącą tłok w swoim wnętrzu. Sterowanie obciążeniem próbki odbywa się przez kontrolę ciśnienia wody w komorze głównej oraz ciśnienia w komorze dolnej (rysunek Z4.5 w załączniku 4.1). Składową pionową naprężenia całkowitego σ_v oblicza się przy użyciu wzoru:

$$\sigma_v = LP\left(\frac{A_{bel}}{A_{sam}}\right) + CP\left(1 - \frac{A_{bel}}{A_{sam}}\right) - \frac{W}{A_{sam}}, \tag{4.1}$$

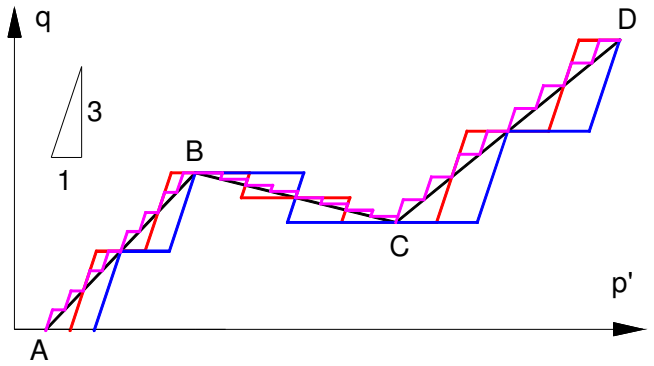
gdzie: LP – ciśnienie w komorze dolnej, CP – ciśnienie w komorze głównej, W – ciężar tłoka, A_{bel} – powierzchnia membrany (*bellofram*) w komorze dolnej, A_{sam} – aktualna powierzchnia przekroju próbki. Obciążeniem w badaniu z drenażem jest w takim przypadku ścieżka naprężenia efektywnego, odpowiedzią – ścieżka odkształcenia. Badanie bez drenażu natomiast wprowadza mieszane warunki obciążenia – kontrolowana jest bowiem maksymalna wartość główna tensora naprężenia oraz odkształcenie objętościowe. Odpowiedź materiału stanowi natomiast maksymalna wartość główna tensora odkształcenia oraz ciśnienie porowe, na którego podstawie oblicza się minimalną i pośrednią wartość główną tensora naprężenia efektywnego.

W obu wymienionych aparatach trójosiowych można realizować testy rozciągania pod warunkiem trwałego zamocowania górnej nasadki próbki. Pionowa (osiowa) składowa tensora naprężenia staje się wówczas minimalną składową główną: $\sigma'_a = \sigma'_3$, a składowa pozioma równa jest pośredniej i maksymalnej wartości głównej tensora naprężenia: $\sigma'_h = \sigma'_2 = \sigma'_3$.

W trakcie standardowego badania w aparacie trójosiowego ściskania ciśnienie wody w komorze jest stałe. W warunkach z drenażem realizować wtedy można wyłącznie dwa kierunki ścieżek naprężenia efektywnego (rysunek 4.7a): izotropową i standardowego ścinania, które w przestrzeni niezmienników p' - q mają postać linii, odpowiednio, poziomej oraz o nachyleniu 3:1 w stosunku do osi hydrostatycznej. Próba symulacji każdej innej ścieżki naprężenia byłaby związana z koniecznością jej przybliżania odcinkami prostymi o wspomnianych nachyleniach. W zależności od długości każdego odcinka i sposobu aproksymacji, można by zaprojektować praktycznie nieskończenie wiele przebiegów takich ścieżek (rysunek 4.8), przy czym dokładność przybliżenia byłaby proporcjonalna do ilości odcinków. Uzyskanie tą metodą dostatecznej zgodności przebiegu ścieżki docelowej i aproksymowanej wymagałoby niezwykłego wysiłku ze strony badacza, jeśli wziąć pod uwagę, że każdy odcinek obciążenia należało by ustawiać ręcznie. Pewne schematy obciążenia wymagałyby zastosowania naprzemiennych odcinków o kierunku znacznie odbiegającym od ścieżki docelowej, tak jak np. w etapie odciążenia na niebieskiej ścieżce między punktami B i C na rysunku 4.8. Mogłoby to skutkować zawyżeniem notowanej sztywności gruntu na ścinanie.



Rysunek 4.7. Możliwości symulacji ścieżek obciążenia w aparacie trójosiowego ściskania: a) badanie standardowe, b) badanie z automatyczną kontrolą naprężenia.



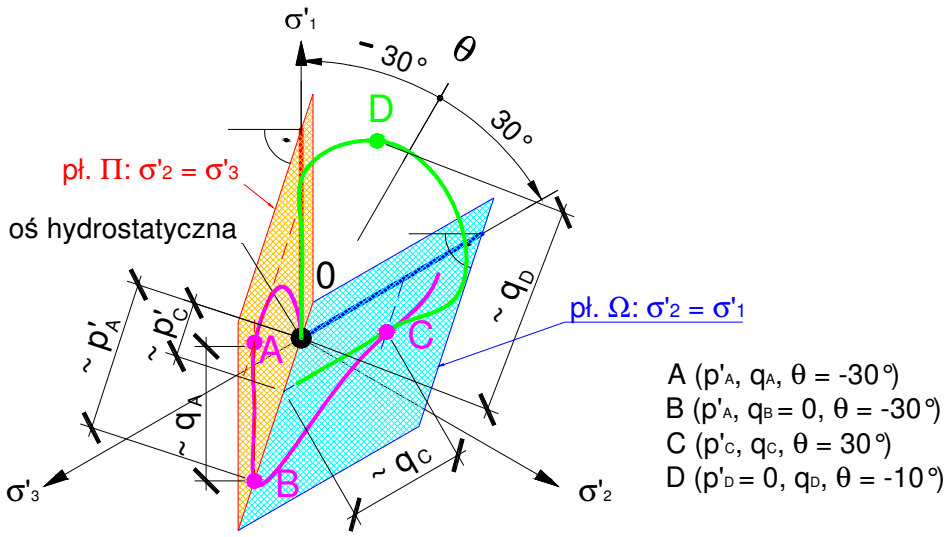
Rysunek 4.8. Próby przybliżenia ścieżki naprężenia ABCD ścieżkami prostymi w badaniu trójosiowego ściskania.

Znacznym udogodnieniem w badaniach trójosiowych są systemy automatycznego sterowania, pozwalające na krokową zmianę kontrolowanych wartości stanu w aparacie trójosiowym za pomocą serwomotorów sterowanych komputerowo. Każdy kolejny ruch silnika krokowego jest uzależniony od spełnienia warunków zaprogramowanych na początku procesu. Zadane ścieżki naprężenia są aproksymowane w sposób podobny jak na rysunku 4.8, lecz z dużo większą dokładnością, zależną wyłącznie od precyzji stosowanego silnika krokowego i czujników mierzących kontrolowaną wartość (rysunek 4.7b). Układy automatyczne są dostępne zarówno dla konstrukcji Bishopa – Henkela (np. TruePath firmy GEOTAC albo AUTOTRIAX firmy CONTROLS), jak i Bishopa – Wesleya (np. TRIAX – stworzony w Imperial College i rozwijany w Durham University, czy GDSTAS firmy GDS Instruments). Większość systemów dysponuje trzema napędami oferując możliwość kontroli:

- ciśnienia lub objętości wody (albo innego medium) w komorze głównej,
- przemieszczenia tłoka lub siły pionowej,
- ciśnienia lub objętości wody porowej.

Z praktycznego punktu widzenia, sygnały wysyłane do serwomotorów mogą być uwarunkowane odczytem właściwie każdego z dostępnych czujników w trakcie badania, o ile odczyt ten jest wysyłany do komputera sterującego programem (Nash, 2002). Niezależnie od konstrukcji aparatu, ale zależnie od możliwości programu komputerowego, kontrolowana może być zatem ścieżka naprężenia (ciśnienie w komorze głównej + siła wywoływana przez tłok), ścieżka odkształcenia (przemieszczenie tłoka + objętość wody w porach, wpompowywanej i wypływającej z próbki) albo ścieżka obciążenia obejmująca warunki mieszane. Kontrola ścieżki odkształcenia w badaniu z drenażem jest jednak raczej nie stosowana.

Z uwagi na specyfikę badania, ścieżka naprężenia może poruszać się wyłącznie w dwóch płaszczyznach: ściskania Π $\{\sigma'_1; \sigma'_2 = \sigma'_3\}$ oraz rozciągania Ω $\{\sigma'_1 = \sigma'_2; \sigma'_3\}$ (rysunek 4.9), dla których kąt Lodego jest stały i równy odpowiednio -30° i 30°. Przejście z jednej płaszczyzny na drugą następuje tylko wtedy, gdy naprężenie dewiatorowe q = 0 kPa. Pełna symulacja ścieżki naprężenia odpowiadającej rzeczywistym warunkom w podłożu jest możliwa wyłącznie dla punktów leżących pod środkiem obciążenia o rzucie kołowym (warunki osiowo – symetryczne; np. symulacja fundamentu zbiornika cylindrycznego, fundamenty pierścieniowe chłodni, kominów, różnego typu kopce: np. Kopiec Kościuszki w Krakowie).



Rysunek 4.9. Płaszczyzny badań trójosiowych P i W. (założono, że: $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$) Ścieżki naprężeń: 0ABC - możliwa do symulacji; 0DC – niemożliwa do symulacji.

4.7.4. Aparaty prawdziwego trójosiowego ściskania

Znacznie bardziej zaawansowane pod względem możliwości symulacji trójwymiarowych ścieżek obciążenia są aparaty prawdziwego trójosiowego ściskania. Oferują one możliwość niezależnej kontroli trzech prostopadłych składowych głównych stanu naprężenia: $\sigma'_1 \neq \sigma'_2 \neq \sigma'_3$ lub stanu odkształcenia: $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon'_2 \neq \varepsilon'_3$ wywieranego na prostopadłościenną próbkę. Niestety, kierunki osi głównych naprężenia i odkształcenia nie zmieniają się w trakcie doświadczenia. Nie można więc badać reakcji gruntu na obroty, co uważa się za największy niedostatek *TTA*.

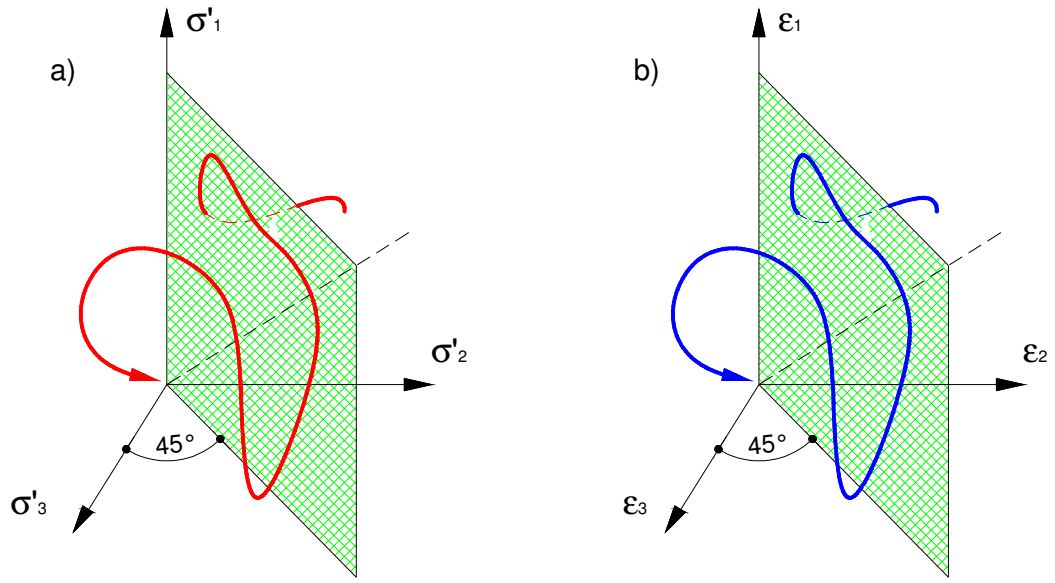
Pierwszy aparat tego typu został skonstruowany przez Kjellmana (1936), jednak uwaga środowisk naukowych zwróciła się ku temu pomysłowi dopiero w latach 60-tych XX wieku. Skomplikowana konstrukcja tych urządzeń i problemy z interpretacją danych spowodowały, że do niedawna rozwój technik badawczych z ich użyciem był dość powolny. Stąd też, mimo niewątpliwej przewagi nad aparatami trójosiowego ściskania w kwestii symulacji rzeczywistych warunków w podłożu, jeszcze niewiele ośrodków naukowych nimi dysponuje (w Polsce nie ma żadnego), wykorzystując je praktycznie wyłącznie do celów naukowych.

W zależności od konstrukcji aparatu i sposobu przekazywania obciążenia wyróżnia się trzy podstawowe typy aparatów prawdziwego trójosiowego ściskania (patrz rysunek Z4.7 w załączniku 4.1):

1) o wiotkich ściankach: odrębne komory wodne z membraną, przekazujące różne ciśnienie na każdą przeciwległą parę ścianek (Bell, 1965; Ko i Scott, 1967; Lomize i Kryzhanovsky, 1967; Yamada i Ishihara, 1979; Sture i Desai, 1979; Mandeville i Penumadu, 2004),
2) o sztywnych ściankach: układ ruchomych wzajemnie prostopadłych płytek (Hambly, 1969; Pearce,1972; Gudehus, 1972; Ibsen i Praastrup, 2002),
3) o mieszanych warunkach brzegowych: ciśnienie wody wywierane na całą próbkę oraz dodatkowo niejednakowe naciski na dwie sąsiednie pary ścianek (Green, 1969, 1972; Lade i Duncan, 1973; Alshibli i Williams, 2005; Yin i Kumruzzaman, 2008) albo inna kombinacja ścianek sztywnych i membran (Hoyos i in., 2005).

Obszerne porównanie wad i zalet wszystkich trzech typów konstrukcji można znaleźć m.in. w pracy Sture'a i Desai'a (1979) oraz Arthura (1988).

Pod względem kontroli ścieżki obciążenia, w aparatach o wiotkich ściankach steruje się naprężeniem (ścieżka naprężenia), a w aparatach o ściankach sztywnych – przemieszczeniem (ścieżka odkształcenia) – patrz: rysunek 4.10.



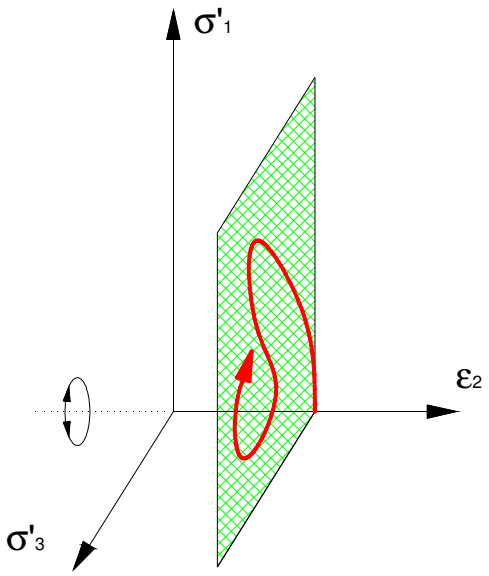
Rysunek 4.10. Możliwości symulacji ścieżek obciążenia w aparacie prawdziwego trójosiowego ściskania: a) o wiotkich ściankach, b) o sztywnych ściankach.

Zastosowanie automatycznego systemu obciążenia pozwala jednak, podobnie jak w aparatach trójosiowego ściskania, na zadawanie dowolnej ścieżki obciążenia w oparciu o zasadę sprzężenia zwrotnego (Pearce, 1972).

Istotną zaletą TTA w przypadku testów na próbkach zrekonstytuowanych, jest możliwość ich przygotowania bezpośrednio w aparacie, bez konieczności wstępnej konsolidacji w innym urządzeniu i nieuniknionego odprężenia w trakcie wycinania próbki. Z drugiej strony, przygotowanie próbek o nienaruszonej strukturze wymaga niezwykłej precyzji w ich wycinaniu, tak, aby otrzymać dokładnie prostopadłościenny kształt. We współczesnych konstrukcjach TTA największą uwagę poświęca się na wyeliminowanie tarcia i niejednorodności naprężeń w narożach próbki w przypadku aparatów o sztywnych ściankach oraz niejednorodności odkształceń – w aparatach o ściankach wiotkich (Mandeville i Penumadu, 2004).

4.7.5. Komory kierunkowego ścinania

Kontrola kierunków składowych głównych naprężenia, niemożliwa do osiągnięcia w TTA, może być uzyskana w skonstruowanej przez Arthura i in. (1977) komorze kierunkowego ścinania (DSC – Directional Shear Cell). Aparat ten pozwala jednak wyłącznie na badanie gruntu w płaskim stanie odkształcenia ($\delta\varepsilon_2 = 0$) – patrz: rysunek 4.11. Prostopadłościenna próbka, umieszczona między dwiema sztywnymi płytami, obciążana jest naprężeniem normalnym oraz stycznym na czterech wolnych bokach otoczonych membraną przez specjalne „worki" ciśnieniowe i gumowe arkusze, do których przykładana jest siła rozciągająca – patrz rysunek Z4.8 w załączniku 4.1.



Rysunek 4.11. Możliwości symulacji ścieżek obciążenia w komorze kierunkowego ścinania.

Urządzenie jest szczególnie przydatne w badaniu wpływu anizotropii pierwotnej i wymuszonej (Arthur i in., 1977, 1980, 1981), a w metodzie ścieżek obciążenia – do symulacji stanu naprężenia w podłożu obiektów liniowych (których długość jest zdecydowanie większa niż wymiary poprzeczne). Sture i in. (1987) badali w tym aparacie m.in. wpływ kierunków nachylenia składowych naprężenia na wartość modułu

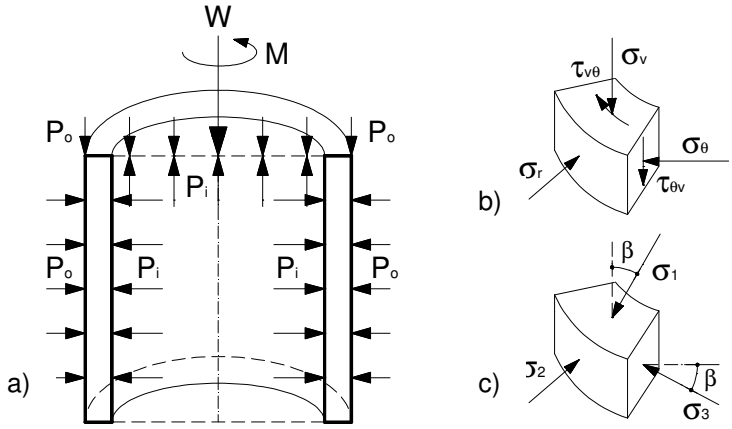
sztywności piasków. Aparat DSC konstrukcji Arthura i in. ma jednak wiele ograniczeń (Jamiolkowski, 1985), m.in.: pozwala na zadawanie tylko niewielkiej wartości naprężenia stycznego (50 kPa), nie ma możliwości zadawania ciśnienia wyrównawczego, ani wykonywania testów w warunkach bez drenażu, nadaje się zatem wyłącznie do badania suchych gruntów niespoistych. Grunty spoiste w warunkach bez drenażu można natomiast badać w analogicznym aparacie konstrukcji Germaine'a (1982). Bazowym sposobem pomiaru odkształceń w tego typu aparatach są czasochłonne i niełatwe w użyciu metody radiograficzne, uniemożliwiające wprowadzenie automatycznej kontroli testów przez serwosterowanie.

4.7.6. Aparaty do badania próbek w kształcie wydrążonego cylindra

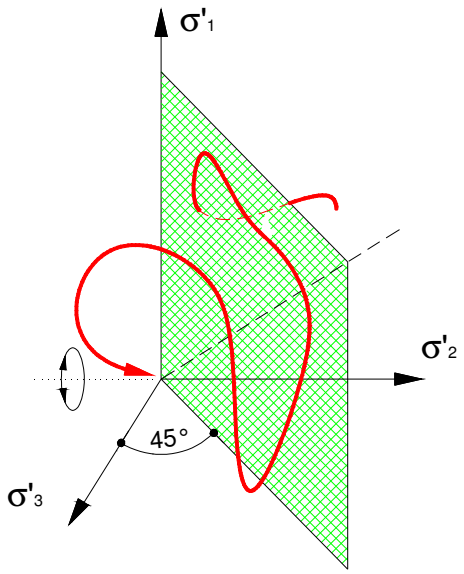
Pełna trójwymiarowa kontrola stanu naprężenia, przez niezależne wartości i kierunki składowych głównych tensora naprężenia, jest możliwa w aparacie do badania próbek w kształcie wydrążonego cylindra. W najbardziej uniwersalnym przypadku, obciążenie stanowi kombinacja siły osiowej, momentu skręcającego oraz różnych wartości ciśnienia wewnątrz i na zewnątrz cylindra. Podobnie jak w aparacie trójosiowego ściskania, siła osiowa odpowiedzialna jest tu za osiową składową tensora naprężenia, a ciśnienie w komorze wpływa na wartość składowych w kierunku poziomym. Innowacją jednak, dzięki wprowadzeniu pierścieniowego kształtu próbki, jest możliwość zróżnicowania poziomych składowych tensora naprężenia σ_r i σ_θ, zgodnie ze wzorem:

$$\sigma_\theta - \sigma_r = r\frac{d\sigma_r}{dr}, \tag{4.2}$$

a aplikacja momentu skręcającego pozwala na sterowanie kierunkiem nachylenia maksymalnej składowej głównej (składowa pośrednia działa zawsze w kierunku poziomym, a składowa minimalna jest prostopadła do pozostałych) – patrz: rysunki 4.12 i 4.13.



Rysunek 4.12. Obciążenie w HCA: a) przekrój przez obciążoną próbkę, b) składowe tensora naprężenia, c) składowe główne tensora naprężenia; W - siła pionowa, M - moment skrętny, P_i - ciśnienia wewnątrz cylindra, P_o - ciśnienie na zewnątrz cylindra



Rysunek 4.13. Możliwość symulacji ścieżek naprężenia w HCA.

Nie ma również technicznych przeszkód, aby w aparacie tego typu sterować ścieżką odkształcenia, uzyskując na przykład warunki „płaskiego" stanu odkształcenia (Hight i in., 1983), choć jest to przypadek raczej niespotykany.

Pierwsze badania skręcania próbek gruntów o kształcie wydrążonego cylindra bez bocznego ciśnienia, prowadzili już w latach 30-tych XX w. Cooling i Smith (1935). Intensywny rozwój aparatów umożliwiających pełną kontrolę obciążenia (jak na rysunku 4.12) na próbkach o kształcie cylindrycznym, rozpoczął się 30 lat później, gdy uwaga badaczy zwróciła się ku studiowaniu wpływu kierunków składowych głównych naprężenia na wytrzymałość gruntów. Wśród autorów tego typu urządzeń należy wymienić m.in. Bromsa i Casbariana (1965), Saadę i Baaha (1967), Lade'go (1975), Ishiharę i in. (1980), Highta i in. (1983).

Największym problemem w stosowaniu HCA są niejednorodności naprężeń (i korespondujących odkształceń) na grubości próbki, które są skutkiem jej krzywizny oraz tarcia na powierzchniach kontaktowych ze sztywną górną i dolną płytą. Warto tu wspomnieć, że ten drugi czynnik występuje również w testach w aparacie trójosiowego ściskania, o ile nie zastosuje się beztarciowej nasadki górnej. Wszystkie składowe tensora naprężenia należy traktować jako wartości uśrednione.

Według Highta i in. (1983) niejednorodności stanu naprężenia i odkształcenia są w dużej mierze zależne od geometrii próbki, dlatego projekt konstrukcji tych autorów oparty został na wynikach rozległych analiz przy użyciu sprężystych oraz sprężysto – plastycznych modeli konstytutywnych – patrz: rysunek Z4.9 w załączniku 4.1. Nawet przy optymalnym doborze wymiarów próbki, wspomniane niejednorodności narzucają pewne ograniczenia na symulacje dowolnych ścieżek naprężenia. Autorzy zalecają na przykład, aby stosunek P_o/P_i mieścił się w granicach: 0.9 – 1.2. Saada i Puccini (1985) oraz Saada (1988b) krytykują natomiast jakiekolwiek różnicowanie ciśnienia wewnątrz i na zewnątrz próbki, argumentując, że niejednorodność stanu naprężenia na grubości próbki, prowadzi w materiałach anizotropowych do dodatkowych niepożądanych niejednorodności w stanie odkształcenia osiowego. Jeżeli jednak $\sigma_r = \sigma_\theta = P_i = P_o$, wówczas współczynnik *b* opisujący stosunek pośredniej wartości głównej tensora

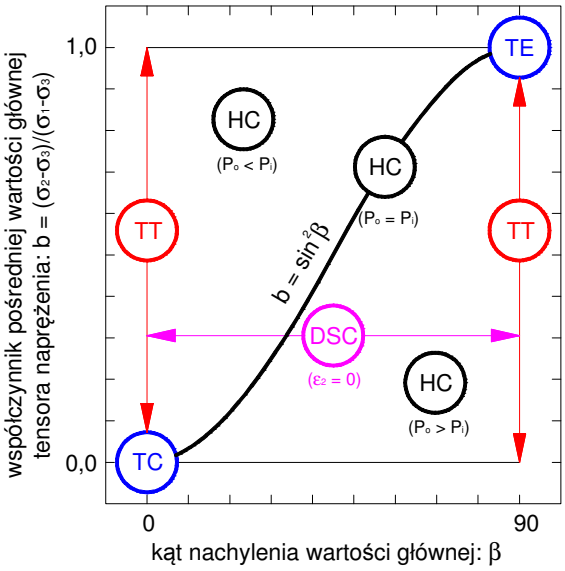
naprężenia do maksymalnej i minimalnej staje się zależny od kąta nachylenia β zgodnie z równaniem:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = sin^2 \beta \,, \tag{4.3}$$

co zaprezentowano na rysunku 4.14 na tle możliwości innych aparatów laboratoryjnych.

Według Highta i in. (1983) stosowanie HCA powinno się ograniczać do badania próbek w stanie eksploatacyjnym przed zniszczeniem, z uwagi na znaczący, niemożliwy do pominięcia, wpływ tarcia w przypadku dużych odkształceń radialnych. Warunkiem niezbędnym jest także stosowanie lokalnego pomiaru przemieszczeń, obrotów, siły osiowej, momentu skręcającego i ciśnienia porowego.

Oprócz testów statycznych obciążających próbkę zgodnie z wyznaczonymi ścieżkami naprężenia, próbki w kształcie wydrążonego cylindra są wykorzystywane także do badania wpływu cyklicznych zmian kierunków głównych naprężenia, symulujących np. upłynnienie piasków w trakcie trzęsienia ziemi (m.in. Ishibashi i Sherif, 1974; Muramatsu i Tatsuoka, 1981). Wtedy jednak urządzenia te nazywa się raczej aparatami skrętnego ścinania (Hight i in, 1983) lub kolumnami rezonansowymi (Saada, 1988b).



Rysunek 4.14. Kombinacje współczynnika b i kąta β możliwe do osiągnięcia w różnych testach laboratoryjnych: TT – w aparacie prawdziwego trójosiowego ściskania, TC i TE - w aparacie trójosiowego ściskania (odpowiednio ściskanie i rozciąganie), DSC – w komorze kierunkowego ścinania, HC – w HCA (dowolne ścieżki) [Jamiolkowski i in., 1985]

5. KALIBROWANE MODELE KONSTYTUTYWNE

5.1. WPROWADZENIE

Niniejszy rozdział rozpoczyna sekwencję rozprawy, poświęconą konkretnym identyfikacjom parametrycznym modeli konstytutywnych gruntów metodą ścieżek obciążenia. Kalibrowane będą trzy modele reprezentujące różne generacje związków sprężysto – plastycznych (rysunek 2.3). Są to:

- model sprężysto – idealnie plastyczny z powierzchnią graniczną **Coulomba – Mohra** (w skrócie: CM),
- model sprężysto – plastyczny ze wzmocnieniem izotropowym **Modified Cam Clay** (w skrócie: MCC),
- model sprężysto – plastyczny ze wzmocnieniem anizotropowym **NAHOS**.

Pierwszy z nich wybrano z uwagi na niesłabnącą ciągle popularność tego modelu oraz jego parametrów w różnego typu analizach praktycznych. Drugi model jest natomiast najczęściej stosowanym przedstawicielem grupy modeli stanu krytycznego, z już ugruntowaną pozycją w świecie geotechniki. Oba są zaimplementowane w programie MES Z_SOIL.PC wykorzystywanym w Katedrze Geotechniki Politechniki Śląskiej, przy czym model MCC występuje w opcji z niekołowym przekrojem dewiatorowym według propozycji van Eekelena (1980). Wprowadzenie poprawki uwzględniającej wpływ kąta Lodego, sprawia, że kształt powierzchni plastyczności MCC w tym przekroju jest bardziej zbliżony do kształtu obserwowanego doświadczalnie, a dość dobrze opisanego właśnie modelem CM. Tym samym, można stwierdzić, że model MCC w tej wersji jest rozwinięciem modelu CM w kierunku teorii stanu krytycznego. Trzeci model – NAHOS, jest z kolei udoskonaleniem modelu MCC w obszarze prekonsolidacji (wewnątrz powierzchni ograniczającej). Niestety nie jest jeszcze wprowadzony do bazy materiałowej programu Z_SOIL.PC, co ogranicza jego wykorzystanie na etapie szacowania przebiegu ścieżki obciążenia.

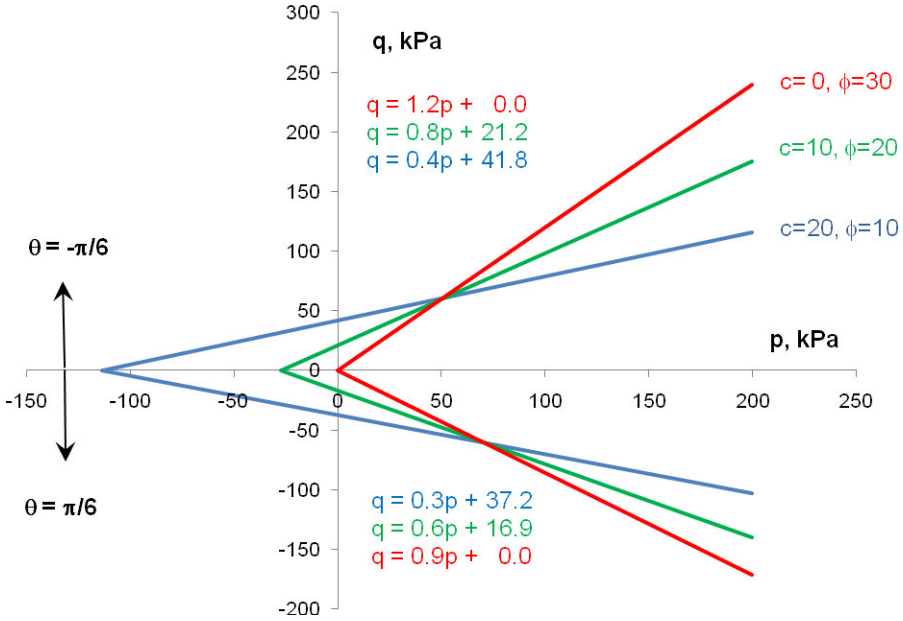
W dalszej części rozdziału podane będą równania konstytutywne wybranych modeli w szczególnej postaci odpowiadającej warunkom badania w aparacie trójosiowego ściskania. Kody programu MATLAB stosowane do wyznaczenia ścieżki odpowiedzi (w postaci niezmienników odkształceń ε_{vol} - ε_s) na laboratoryjną ścieżkę obciążenia (w formie niezmienników naprężenia *p'* - *q*) dla warunków badania z drenażem podano w załącznikach 5.1 – 5.3.

5.2. SPRĘŻYSTO – IDEALNIE PLASTYCZNY MODEL COULOMBA – MOHRA

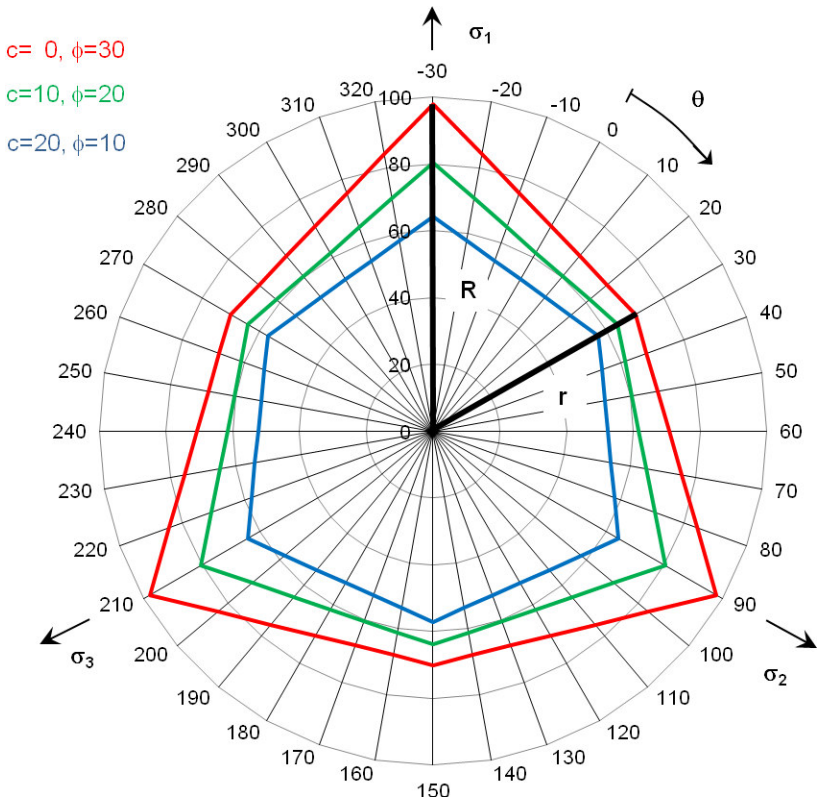
Wyróżnikiem modelu Coulomba – Mohra (Coulomb, 1773; Mohr, 1900) jest ostrosłupowy kształt powierzchni stanu granicznego (sześciobok w przekroju dewiatorowym), przedstawiony na rysunkach 5.1 i 5.2, opisany równaniem:

$$F(p,q,\theta) = -p\sin\phi + \frac{1}{3}q(\sqrt{3}\cos\theta + \sin\theta\sin\phi) - c\cos\phi = 0\,, \qquad (5.1)$$

gdzie spójność *c* i kąt tarcia wewnętrznego ϕ to tzw. „wytrzymałościowe” parametry modelu.



Rysunek 5.1. Powierzchnia graniczna modelu Coulomba-Mohra w rzucie na płaszczyznę „trójosiowego ściskania” p – q - θ (θ = -π/6) oraz „trójosiowego rozciągania” p – q – θ (θ = π/6) dla różnych wartości parametrów c i ϕ.



Rysunek 5.2. Powierzchnia graniczna modelu Coulomba-Mohra w przekroju dewiatorowym dla p’ = 100kPa dla różnych wartości parametrów c i ϕ.

W przypadkach szczególnych, przy ściskaniu (θ = -30°) i rozciąganiu w aparacie trójosiowego ściskania (θ = 30°), otrzymuje się odpowiednio równania kierunkowe prostych typu $q = Mp + H$ (patrz: rysunek 5.1):

$$q = \frac{6\,sin\,\phi}{3 - sin\,\phi}\,p + \frac{6c\,cos\,\phi}{3 - sin\,\phi}, \tag{5.2}$$

$$q = \frac{6\,sin\,\phi}{3 + sin\,\phi}\,p + \frac{6c\,cos\,\phi}{3 + sin\,\phi}. \tag{5.3}$$

Przy ustalonej wartości $p = p_0$ stosunek promieni wodzących w przekroju dewiatorowym dla obu przypadków (patrz: rysunki 5.1 i 5.2) jest równy:

$$k = \frac{r}{R} = \frac{3 - sin\,\phi}{3 + sin\,\phi}. \tag{5.4}$$

Zakłada się, że wewnątrz powierzchni granicznej grunt zachowuje się liniowo sprężyście, zgodnie z równaniami (2.50) oraz (2.52) – (2.57), przytoczonymi w rozdziale 2.

Dla materiału izotropowego w warunkach badań trójosiowych mamy zatem proste równanie przyrostowe, wprowadzające kolejne „odkształceniowe" parametry modelu K i G (lub E i ν):

$$\begin{bmatrix} \delta p \\ \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\varepsilon_{vol} \\ \delta\varepsilon_s \end{bmatrix}, \tag{5.5}$$

gdzie

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)},\ G = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \tag{5.6}$$

W przypadku zastosowania prawa stowarzyszonego płynięcia, model przewiduje nieograniczoną dylatancję w stanie granicznym, co jest niezgodne z wynikami doświadczeń. Kolejną wadą modelu jest istnienie krawędzi plastycznych, z których można wykreślić nieskończenie wiele kierunków przyrostu odkształcenia plastycznego.

5.3. SPRĘŻYSTO – PLASTYCZNY MODEL O WZMOCNIENIU IZOTROPOWYM: MODIFIED CAM CLAY

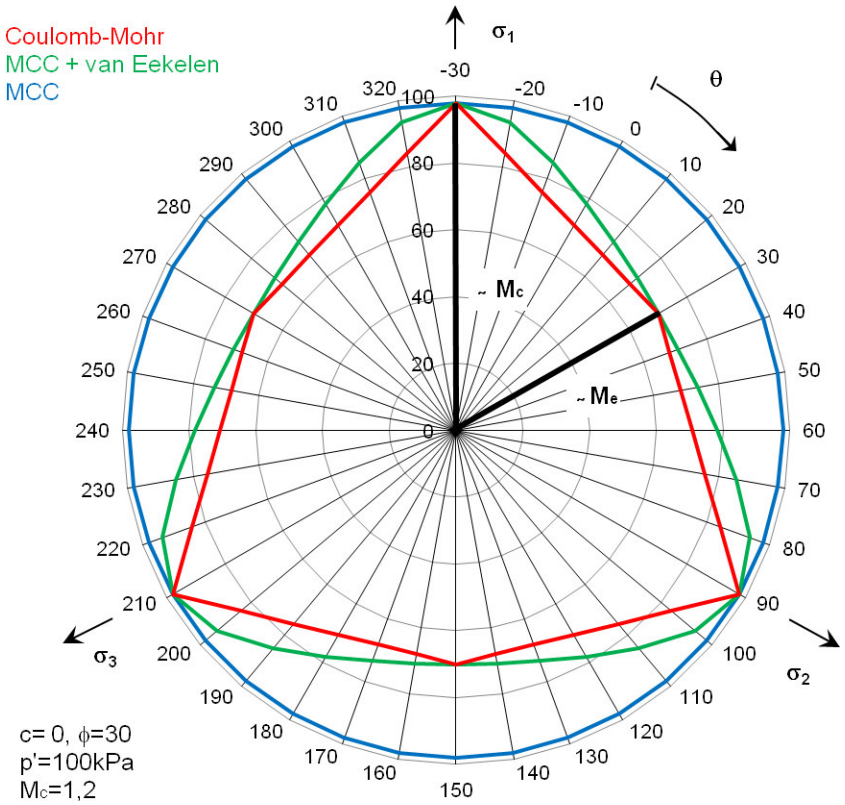
Model Modified Cam Clay (Roscoe i Burland, 1968) oparty jest na stowarzyszonym prawie płynięcia, zatem powierzchnia potencjału jest identyczna z powierzchnią plastyczności i opisana równaniem:

$$F(p,q) = G(p,q) = q^2 + M^2 p(p - p_c) = 0\,. \tag{5.7}$$

W układzie p – q równanie (5.7) wyznacza elipsę (rysunek 5.4) przesuniętą względem początku układu, usytuowaną między punktami $p = 0$ i $p = p_c$, gdzie p_c interpretowane jest jako ciśnienie prekonsolidacji. Powierzchnia stanu krytycznego jest natomiast stożkiem prostym o wierzchołku w początku układu {p, q} i osi zbieżnej z hydrostatyczną.

Poprawka van Eekelena (1980), wprowadzona do tego modelu w programie Z_SOIL.PC (Zimmermann i in., 2007), sprawia, że przekrój dewiatorowy powierzchni stanu krytycznego, staje się wyokrągloną figurą, zbliżoną do sześcioboku Coulomba-Mohra (rysunek 5.3), mającą z nim wspólne wierzchołki, a równanie powierzchni plastyczności przybiera formę zależną od kąta Lodego:

$$F(p,q,\theta) = G(p,q,\theta) = q^2 + M_c^{\,2} r^2(\theta) p(p - p_c) = 0\,. \tag{5.8}$$



Rysunek 5.3. Powierzchnie graniczne modeli Coulomba-Mohra, Modified Cam Clay i Modified Cam Clay z poprawką van Eekelena w rzucie na płaszczyznę dewiatorową przy p = 100 kPa dla parametrów odpowiadających c = 0 i ϕ = 30°.

Parametr M w modelu klasycznym, jak również M_c w wersji z poprawką, oznacza nachylenie linii stanu krytycznego (CSL = Critical State Line) w badaniu trójosiowego ściskania i odpowiada wyrażeniu:

$$M_c = \frac{6\,sin\,\phi}{3 - sin\,\phi} \ , \tag{5.9}$$

występującemu w równaniu (5.2) przy założeniu, że c = 0. Zerowa wartość kohezji, oznaczająca przechodzenie linii stanu krytycznego przez początek układu {p, q} w modelach CSSM, oznacza, że parametr M (oraz M_c) należy wyznaczać w stanie normalnej konsolidacji albo, dla gruntów prekonsolidowanych, w stanie rezydualnym. Jest ona charakterystyczna również dla gruntów o przerobionej strukturze (Schofield, 1998).

Współczynnik $r(\theta)$, zaproponowany przez van Eekelena (1980) jest funkcją kąta Lodego:

$$r(\theta) = \left(\frac{1 + \alpha\, sin(3\theta)}{1 - \alpha} \right)^n \ , \tag{5.10}$$

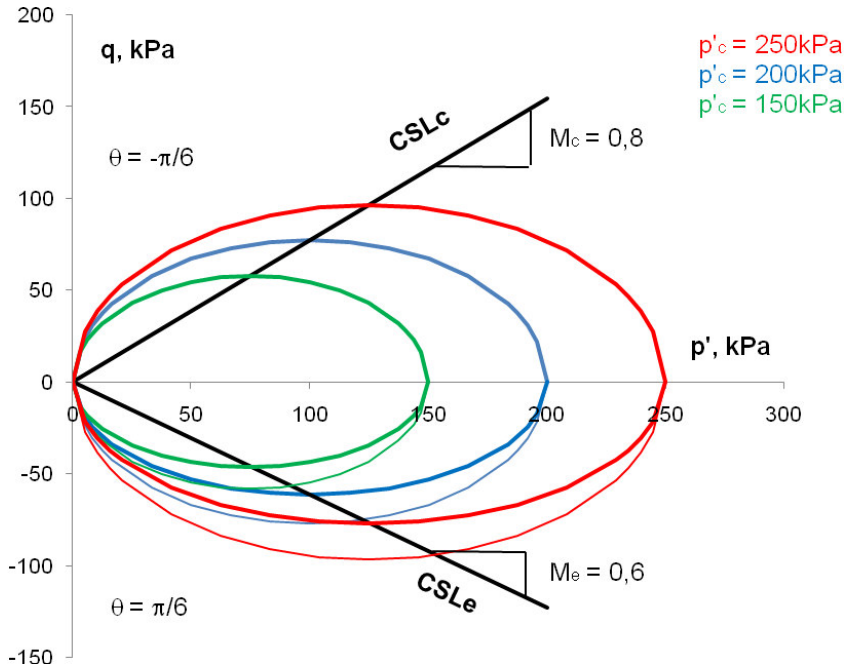
gdzie :

$$\alpha = \frac{k^{\frac{1}{n}} - 1}{k^{\frac{1}{n}} + 1} \leq 0.7925 \ . \tag{5.11}$$

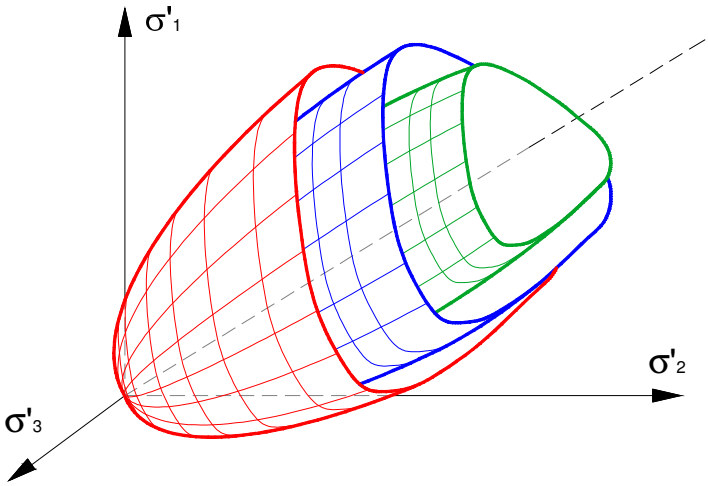
Parametr n = -0.229 jest stałą, a k wyznacza się ze wzoru (5.4), przy czym promienie r i R można zastąpić parametrami odpowiednio M_e i M_c (patrz: rysunek 5.3), gdzie M_e oznacza nachylenie linii stanu krytycznego w badaniu trójosiowego rozciągania.

W warunkach badań trójosiowych równanie powierzchni plastyczności z poprawką van Eekelena sprowadza się do klasycznego wzoru (5.7), z tą różnicą, że przy ściskaniu: $M = M_c$, ponieważ $r(\theta)$ = 1.0, a przy rozciąganiu: $M = M_e = kM_c$, gdyż $r(\theta) = k$.

Na rysunkach 5.4 i 5.5 pokazano kolejne konfiguracje powierzchni plastyczności modelu MCC z poprawką van Eekelena, ewoluującej wraz ze zmianą ciśnienia prekonsolidacji p'_c, będącego parametrem wzmocnienia izotropowego.



Rysunek 5.4. Kolejne konfiguracje powierzchni plastyczności modelu Modified Cam z poprawką van Eekelena w rzucie na płaszczyznę p-q (linią cienką pokazano kształt dla klasycznej wersji MCC w obszarze trójosiowego rozciągania).



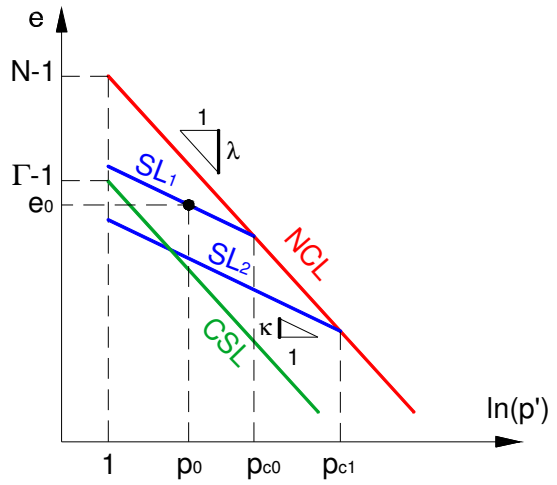
Rysunek 5.5. Kolejne konfiguracje powierzchni plastyczności modelu Modified Cam z poprawką van Eekelena w układzie σ'_1 - σ'_2 - σ'_3.

Integralną częścią modelu MCC, i wszystkich innych modeli CSSM, jest założenie, że przy izotropowym obciążeniu i odciążeniu, w warunkach badania trójosiowego z pełnym drenażem, półlogarytmiczny związek między odkształceniem objętościowym ε_{vol} (a tym samym wskaźnikiem porowatości *e* lub objętością jednostkową: $v = 1+e$) a logarytmem naturalnym naprężenia średniego *p'* jest liniowy. Związek ten może być zatem przedstawiony w postaci prostej linii normalnej konsolidacji (NCL = Normal Consolidation Line), w przypadku obciążenia pierwotnego, oraz równoległych do siebie prostych linii odprężenia (SL – Swelling Line) dla stanów odciążenia i ponownego obciążenia. Linia CSL przedstawiona w tym samym układzie jest natomiast prostą równoległą do linii NCL. Na tych prawidłowościach oparto

definicję prawa wzmocnienia objętościowego oraz trzech kolejnych, po *M*, parametrów modelu: λ, κ oraz, zamiennie, *N* lub Γ (rysunek 5.6). Pierwsze dwa oznaczają odpowiednio nachylenie linii NCL i SL. Wartość objętości jednostkowej wyznaczaną przez linię NCL dla odciętej: ln(*p'*) = 0 określa parametr *N*. Zastępczo można stosować parametr Γ wyznaczany dla tej samej odciętej przez linię CSL. Między tymi parametrami istnieje prosta zależność:

$$N - \Gamma = (\lambda - \kappa)\, ln\, 2\,. \tag{5.12}$$

Warto zwrócić uwagę, że znajomość początkowej wartości wskaźnika porowatości e_0 oraz izotropowego ciśnienia prekonsolidacji p'_{c0} pozwala na usytuowanie linii NCL oraz, w przypadku prekonsolidacji, także linii SL w układzie *e*-ln(*p'*) bez konieczności wyznaczania parametru *N* lub Γ, tym samym e_0 można traktować jako parametr zastępczy.



Rysunek 5.6. Interpretacja parametrów λ, κ, N i Γ w modelu MCC; NCL – linia normalnej konsolidacji, SL – linia odprężenia, CSL – linia stanu krytycznego; zaznaczono przykładowy stan początkowy [p_0, e_0] dla elementu prekonsolidowanego.

W większości zagadnień brzegowych geotechniki można założyć, że grunt sedymentował w warunkach jednoosiowego stanu odkształcenia. Wówczas początkową wartość ciśnienia prekonsolidacji p'_{c0} można obliczyć ze wzoru:

$$p'_{c0} = OCR \cdot \gamma' \cdot z \cdot \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3\left(1 - K_0^{NC}\right)^2}{M_c^{\,2}\left(1 + 2K_0^{NC}\right)} \right], \tag{5.13}$$

gdzie γ' to średni efektywny ciężar objętościowy nadkładu, *z* - głębokość pobrania próbki, K_0^{NC} – współczynnik geostatycznego parcia bocznego gruntu normalnie skonsolidowanego, a OCR - stopień prekonsolidacji według wzoru:

$$OCR = \frac{\sigma_z^{mqx}}{\sigma_z} = \frac{\gamma \cdot z + Q}{\gamma \cdot z}\,, \tag{5.14}$$

w którym Q oznacza największe w historii masywu gruntowego obciążenie powierzchniowe.

Wewnątrz powierzchni plastyczności, w stanie prekonsolidacji, grunt zachowuje się nieliniowo sprężyście. Macierz sprężystości **D** opisana jest równaniem (2.52), przy czym moduł ściśliwości *K* zdefiniowany jest jako liniowa funkcja naprężenia średniego:

$$K = \frac{(1+e_0)p'}{\kappa} \ , \tag{5.15}$$

a moduł ścinania *G* albo pozostaje z nim w stałym związku:

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K \ , \tag{5.16}$$

zależnym od piątego parametru modelu - współczynnika Poissona ν, albo sam staje się parametrem modelu, wyznaczanym na podstawie odcinka odciążenia z charakterystyki ścinania q - ε_s w badaniu laboratoryjnym.

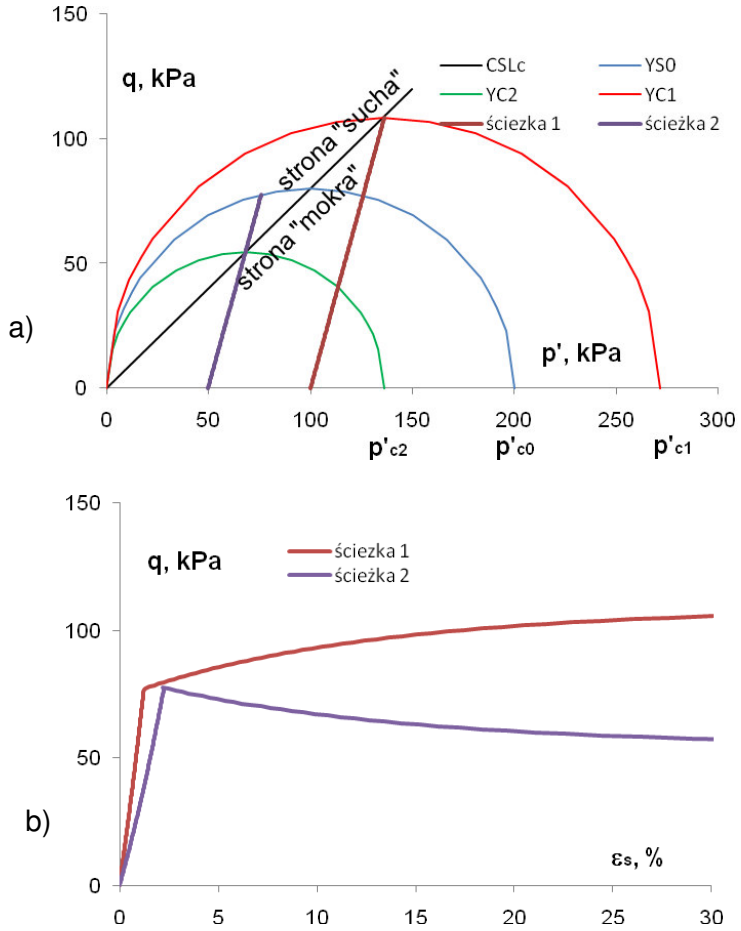
Prawo izotropowego wzmocnienia objętościowego wyraża się, jak już wspomniano, za pomocą ciśnienia prekonsolidacji, wyznaczanego przy użyciu wzoru:

$$p'_c = p'_{c0}\, exp\left(-\frac{\Delta e^p}{\lambda-\kappa}\right) \ , \tag{5.17}$$

gdzie Δe^p jest całkowitą plastyczną zmianą wskaźnika porowatości, związaną bezpośrednio z plastycznym odkształceniem objętościowym:

$$\Delta e^p = (1+e_0)\varepsilon_{vol}{}^p \ . \tag{5.18}$$

Model MCC jest zdolny do realistycznej symulacji obserwowanego w badaniach trójosiowych plastycznego osłabienia prekonsolidowanych gruntów spoistych, w przypadku obciążenia w postaci przyrostu odkształceniem osiowego. Jeżeli w trakcie obciążenia ścieżka naprężenia efektywnego osiąga aktualną powierzchnię plastyczności i penetruje jej zewnętrze po tzw. stronie „mokrej", tzn. przy $p' \geq p'_c/2$, wówczas rozszerza się ona wraz z rosnącą wartością ciśnienia prekonsolidacji p'_c, aż do momentu osiagnięcia powierzchni stanu krytycznego. Jeżeli natomiast osiągnięcie aktualnej powierzchni plastyczności nastąpi po tzw. stronie „suchej", tzn. przy $p' < p'_c/2$, wówczas dalszy przyrost odkształcenia osiowego wymusza kurczenie się powierzchni plastyczności z jednoczesnym cofaniem się ścieżki naprężenia, patrz: rysunek 5.7.



Rysunek 5.7. Ilustracja działania prawa wzmocnienia i osłabienia w modelu MCC; parametry: $M = 0.8$; $\lambda = 0.2$; $\kappa = 0.05$; $\nu = 0.3$; $e_0 = 1.0$; $p_{c0} = 200$ kPa.

Ogólna postać równań konstytutywnych modelu MCC w warunkach badań trójosiowych ma postać:

$$\begin{Bmatrix} \delta p' = K^{ep}\delta\varepsilon_{vol} + 3P^{ep}\delta\varepsilon_s \\ \delta q = 3P^{ep}\delta\varepsilon_{vol} + 3G^{ep}\delta\varepsilon_s \end{Bmatrix}, \tag{5.19}$$

gdzie:

$$K^{ep} = K - \frac{(K \cdot n_{Fp})^2}{K \cdot n_{Fp}{}^2 + 3G \cdot n_{Fq}{}^2 + K_F}, \tag{5.20}$$

$$G^{ep} = G - \frac{3(G \cdot n_{Fq})^2}{K \cdot n_{Fp}{}^2 + 3G \cdot n_{Fq}{}^2 + K_F}, \tag{5.21}$$

$$P^{ep} = -\frac{K \cdot G \cdot n_{Fp} \cdot n_{Fq}}{K \cdot n_{Fp}{}^2 + 3G \cdot n_{Fq}{}^2 + K_F}, \tag{5.22}$$

są elementami sprężysto-plastycznej macierzy sztywności D^{ep} zgodnie z równaniem (2.61).

Składowe wektora jednostkowego normalnego do powierzchni plastyczności $n_F = \{n_{Fp}, n_{Fq}\}$ ($n_{F\theta} = 0$) na podstawie wzoru (2.62) mają postać:

$$n_{Fp} = \frac{a_{Fp}}{\|a_F\|} = \frac{M^2(2p'-p'_c)}{\sqrt{\frac{1}{3}M^4(2p'-p'_c)^2 + 6q^2}}, \tag{5.23}$$

$$n_{Fq} = \frac{a_{Fq}}{\|a_F\|} = \frac{2q}{\sqrt{\frac{1}{3}M^4(2p'-p'_c)^2 + 6q^2}}. \tag{5.24}$$

Natomiast moduł wzmocnienia izotropowego K_F o postaci ogólnej równoważnej ze wzorem (2.67) ma formę:

$$K_F = -\frac{\frac{\partial F}{\partial p'_c}\cdot\frac{\partial p'_c}{\partial e^p}\cdot\frac{\partial e^p}{\partial \varepsilon_{vol}{}^p}\cdot n_{Fp}}{\|a_F\|} = \frac{M^4\cdot\frac{1-e_0}{\lambda-\kappa}\cdot p'_c\cdot p'\cdot(2p'-p'_c)}{\frac{1}{3}M^4(2p'-p'_c)^2 + 6q^2}. \tag{5.25}$$

Ostatecznie po podstawieniu (5.23), (5.24) i (5.25) do (5.20), (5.21) i (5.22) otrzymujemy:

$$K^{ep} = K - \frac{K^2\cdot M^4(2p'-p'_c)^2}{K\cdot M^4(2p'-p'_c)^2 + 12G\cdot q^2 + M^4\cdot\frac{1-e_0}{\lambda-\kappa}\cdot p'_c\cdot p'\cdot(2p'-p'_c)}, \tag{5.26}$$

$$G^{ep} = G - \frac{12G^2}{K\cdot M^4(2p'-p'_c)^2 + 12G\cdot q^2 + M^4\cdot\frac{1-e_0}{\lambda-\kappa}\cdot p'_c\cdot p'\cdot(2p'-p'_c)}, \tag{5.27}$$

$$P^{ep} = -\frac{2K\cdot G\cdot q\cdot M^2(2p'-p'_c)}{K\cdot M^4(2p'-p'_c)^2 + 12G\cdot q^2 + M^4\cdot\frac{1-e_0}{\lambda-\kappa}\cdot p'_c\cdot p'\cdot(2p'-p'_c)}. \tag{5.28}$$

5.4. SPRĘŻYSTO – PLASTYCZNY MODEL O WZMOCNIENIU ANIZOTROPOWYM: NAHOS

Nazwa NAHOS jest akronimem wyrażenia: *Nonlinear Anisotropic Hardening One Surface* i oznacza model jednopowierzchniowy o nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym. Model ten łączy koncepcję teorii stanu krytycznego, w wersji opisanej modelem MCC, z zasadą odwzorowania radialnego, zaproponowaną po raz pierwszy w modelu powierzchni ograniczającej BSSP Dafaliasa i Herrmanna (1980, 1982), poprawiając w sposób wymierny opis zachowania gruntu w strefie prekonsolidacji. Cechą wyróżniającą tej propozycji jest jednak wprowadzenie ruchomego środka podobieństwa zmieniającego swoje położenie z każdym ostrym zwrotem ścieżki naprężenia. Model NAHOS jest rozwijany od lat 90-tych XX w. w Katedrze Geotechniki

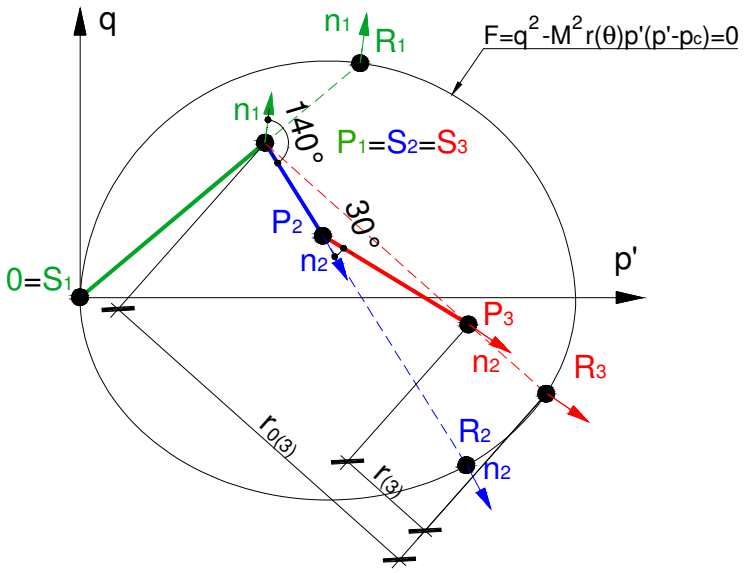
Politechniki Śląskiej (Gryczmański i in., 1998, Jastrzębska, 2002, 2003; Jastrzębska i Łupieżowiec, 2002; Sternik, 2003; Łupieżowiec, 2004).

Opis zachowania gruntu w stanie normalnej konsolidacji jest identyczny jak w modelu MCC. Powierzchnia ograniczająca oraz, zgodnie z prawem stowarzyszonego płynięcia - identyczna do niej, powierzchnia potencjału są zdefiniowane wzorem opisującym powierzchnię plastyczności modelu MCC (5.8). W obszarze normalnej konsolidacji obowiązują także równania (5.19) oraz (5.26) - (5.28). Inny jest natomiast opis zachowania gruntu wewnątrz powierzchni ograniczającej - powierzchnia plastyczności jest bowiem zredukowana do punktu odpowiadającego aktualnemu stanowi naprężenia.

Równania konstytutywne modelu dla stanów naprężenia w zakresie prekonsoludacji wyraża się, podobnie jak w modelu BSSP, wzorem (2.68), w którym pole modułu wzmocnienia plastycznego K_P (2.69) wyznaczane jest przy użyciu zasady odwzorowania radialnego. W odróżnieniu jednak od modelu Dafaliasa i Herrmanna, środek podobieństwa *S*, nie jest związany na stałe z początkiem układu współrzędnych *p' - q* (patrz: rysunek 2.6), lecz przyjmuje położenie punktu, w którym nastąpił ostatni ostry zwrot ścieżki naprężenia (>90°) zgodnie z warunkiem:

$$\mathbf{n}^T \cdot \delta\boldsymbol{\sigma}' < 0\,, \tag{5.29}$$

gdzie $\mathbf{n}^T$ jest transponowanym wektorem jednostkowym normalnym do powierzchni ograniczającej w punkcie zwierciadlanym *R* w kroku (i-1), natomiast $\delta\boldsymbol{\sigma}'$ jest aktualnym (i-tym) wektorem przyrostu naprężenia. Zasadę odwzorowania radialnego w modelu NAHOS przedstawiono na rysunku 5.8, na przykładzie trójodcinkowej ścieżki $0P_1P_2P_3$. Początkowy środek podobieństwa S_1, pokrywający się z początkiem układu współrzędnych, przesuwa się na miejsce punktu P_1, ponieważ kąt między wektorem $\mathbf{n_1}$, a wektorem $\mathbf{P_1P_2}$ jest rozwarty. Zmiana położenia nie następuje natomiast w przypadku środka S_3, gdyż kąt między wektorem $\mathbf{n_2}$ a $\mathbf{P_2P_3}$ jest ostry.



Rysunek 5.8. Prawo odwzorowania radialnego w modelu NAHOS. Ścieżka $0P_1P_2P_3$.

Funkcja wzmocnienia H w modelu NAHOS (patrz: wzór (2.69)) została dobrana z myślą o uwzględnieniu silnej nieliniowości w zakresie małych odkształceń. Zdefiniowano ją wyrażeniem:

$$H = C \cdot \left(\frac{r}{r_0 - r} \right)^{\mu - 1}, \tag{5.30}$$

gdzie C i μ są nowymi parametrami modelu, natomiast r i r_0 oznaczają odpowiednio długości odcinków między punktem bieżącym P a zwierciadlanym R oraz między środkiem podobieństwa S a punktem zwierciadlanym R (patrz: rysunek 5.8). Model NAHOS wymaga zatem podania wartości siedmiu parametrów – pięciu, pochodzących z modelu MCC: M, λ, κ; G lub ν, N lub Γ lub e_0, z których każdy ma swoją fizyczną definicję, oraz dwóch dodatkowych: C i μ. Parametry te wyznacza się w drodze analizy regresji metodą najmniejszych kwadratów poprzez dopasowanie wartości stycznego modułu ścinania G^*, wyznaczonego na podstawie charakterystyki ścinania q - ε_s w badaniu laboratoryjnym dla ścieżki naprężenia pozostającej w obszarze prekonsolidacji, do wartości teoretycznej G^{ep} według wzoru (5.27) (Jastrzębska, 2002).

Moduł K_G w równaniu (2.69), dla przejrzystości warto zastąpić symbolem K_R, oznacza on bowiem moduł wzmocnienia plastycznego w punkcie zwierciadlanym R na powierzchni ograniczającej. Wyraża się go równaniem:

$$K_R = \frac{M^4 \cdot \frac{1 - e_0}{\lambda - \kappa} \cdot p'_c \cdot p'_R \cdot (2p'_R - p'_c)}{\frac{1}{3} M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 6q_R^{\,2}}, \tag{5.31}$$

tożsamym z równaniem (5.25) dla modelu MCC, w którym p'_R i q'_R oznaczają odpowiednio naprężenie średnie i intensywność naprężenia w punkcie zwierciadlanym R. Moduł wzmocnienia plastycznego K_P w punkcie bieżącym P, można wówczas zapisać jako:

$$K_P = K_R + H(\sigma', \xi) \cdot \frac{r}{r_0 - r}. \tag{5.32}$$

Po podstawieniu (5.30) i (5.31) do (5.32) otrzymujemy wyrażenie:

$$K_P = \frac{M^4 \cdot \frac{1 - e_0}{\lambda - \kappa} \cdot p'_c \cdot p'_R \cdot (2p'_R - p'_c)}{\frac{1}{3} M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 6q_R^{\,2}} + C \cdot \left(\frac{r}{r_0 - r} \right)^{\mu}. \tag{5.33}$$

Ostatecznie, równania konstytutywne modelu NAHOS w warunkach badań trójosiowych mają postać (5.19), przy czym:

$$K^{ep} = K - \frac{K^2 \cdot M^4 (2p'_R - p'_c)^2}{K \cdot M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 12G \cdot q_R^{\ 2} + K_P \cdot \left[\frac{1}{3} M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 6q_R^{\ 2} \right]}, \tag{5.34}$$

$$G^{ep} = G - \frac{12G^2}{K \cdot M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 12G \cdot q_R^{\ 2} + K_P \cdot \left[\frac{1}{3} M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 6q_R^{\ 2} \right]}, \tag{5.35}$$

$$P^{ep} = - \frac{2K \cdot G \cdot q_R \cdot M^2 (2p'_R - p'_c)}{K \cdot M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 12G \cdot q_R^{\ 2} + K_P \cdot \left[\frac{1}{3} M^4 (2p'_R - p'_c)^2 + 6q_R^{\ 2} \right]}, \tag{5.36}$$

Moduły K i G we wzorach (5.34) - (5.36) wyznacza się wg formuł (5.15) i (5.16) dla wartości naprężenia średniego p' w bieżącym punkcie naprężenia P.

6. ŚCIEŻKI OBCIĄŻENIA

6.1. WPROWADZENIE

Kalibrowanie metodą ścieżek naprężenia wybranych modeli konstytutywnych gruntów, opisanych w poprzednim rozdziale, przedstawione będzie na przykładzie dwóch prostych przypadków współdziałania nieuwarstwionego masywu gruntowego z budowlą. Pierwszy dotyczy podłoża prostopadłościennego fundamentu płytkiego, posadowionego poziomo na określonej głębokości, drugi odnosi się do strefy gruntu przed i za ścianą oporową.

O wartościach parametrów modelu współpracującego z budowlą gruntu i dokładności ich szacowania decydują uwzględniane w analizie czynniki kształtujące ścieżkę obciążenia w danym punkcie. Są to właściwości mechaniczne ośrodka (wyrażone przez związki konstytutywne), układ warstw masywu, położenie punktu w obszarze współdziałania gruntu z budowlą oraz warunki brzegowe, charakteryzujące rozpatrywaną sytuację geotechniczną. Trzeba dodać, że warunki brzegowe bywają często reprezentowane przez siły o danej wielkości i rozkładzie, działające w płaszczyźnie kontaktu z budowlą, jak to ma miejsce np. w metodzie ścieżek naprężenia Lambe'a (1967). Precyzyjniejsze jest jednak uwzględnianie modelu całej budowli, lub przynajmniej jej fragmentu na styku z gruntem, przenoszącego zadane obciążenie. Taka opcja jest możliwa w analizach numerycznych, np. MES. Uwzględnianą część konstrukcji przedstawia się wtedy zwykle jako liniowo – sprężyste continuum o rzeczywistych wymiarach, kształcie i sztywności.

W niniejszej rozprawie przebieg ścieżek obciążenia wybranych punktów masywu jest wynikiem analizy MES układu opisanego odpowiednim modelem konstytutywnym. W pierwszym z rozważanych przypadków konstrukcję reprezentuje prostopadłościenny zagłębiony fundament, w drugim – powtarzalna sekcja ściany oporowej.

Identyfikacja ścieżki obciążenia w punkcie wymaga jej związania ze stanem naprężenia, odkształcenia lub mieszanym oraz przybliżonej specyfikacji używanego modelu konstytutywnego. Niełatwo jest wyrokować czy rzeczywista ścieżka bliższa jest kontrolowanym stanom naprężenia, czy odkształcenia i w związku z tym, która z tych wielkości powinna być obciążeniem, a która odpowiedzią. Trzeba by porównać i ocenić wyniki alternatywnych analiz MES. Jest jednak wzgląd pragmatyczny, który przesądza o wyborze, a mianowicie, opisane już w rozdziale 4.7, możliwości stosowanego sprzętu laboratoryjnego. Konstrukcja i oprogramowanie stosowanych przez autorkę aparatów trójosiowych narzucają na przykład kontrolę ścieżek naprężenia, dlatego to one są identyfikowane w rozprawie ze ścieżkami obciążenia.

6.2. MODELE OKREŚLAJĄCE ŚCIEŻKĘ OBCIĄŻENIA

Specyfikacja modelu określającego ścieżkę obciążenia w punkcie wiąże się z koniecznością wyboru postaci prawa konstytutywnego i prostego, przybliżonego oszacowania jego parametrów. Im bardziej zaawansowany model konstytutywny, tym lepiej ta ścieżka opisuje rzeczywistość (por. rozdział 4.5). W myśl tej tezy, do opisu

ścieżki obciążenia powinno się użyć modelu NAHOS o wzmocnieniu izotropowo – kinematycznym, jako najbardziej wyrafinowanego z rozważanych w rozprawie. Brakuje jednak implementacji tego prawa konstytutywnego w dostępnych kodach komputerowych MES, w szczególności w używanym przez autorkę programie Z_SOIL.PC. Z konieczności poprzestano więc na, traktowanym tu jako bazowy, klasycznym modelu mechaniki stanu krytycznego – Modified Cam Clay. Warto tu przypomnieć, że w przypadku gruntów słabo prekonsolidowanych różnice w analizach z zastosowaniem obu modeli są mało istotne.

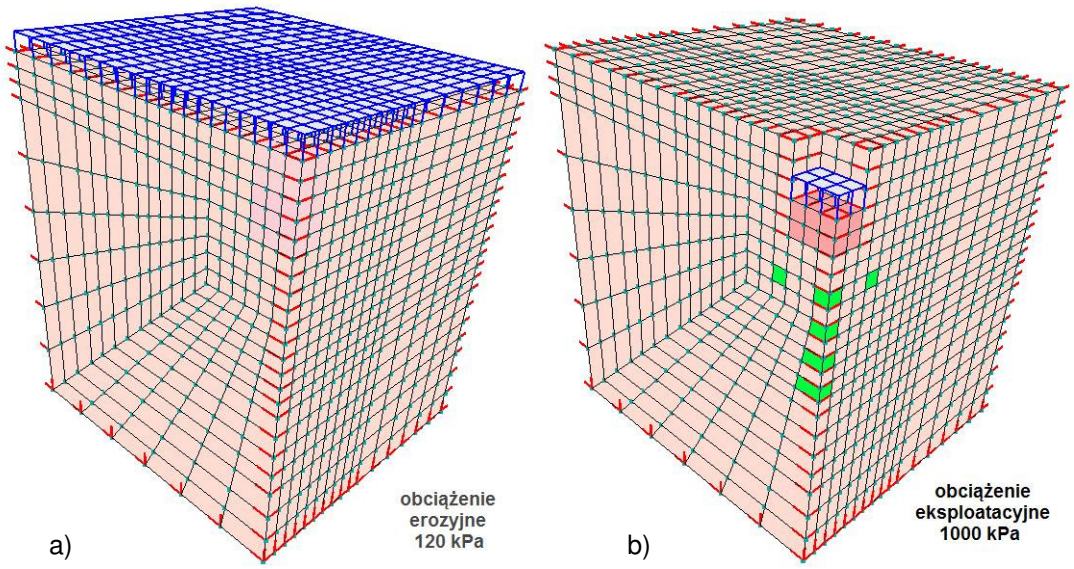
W ramach bardziej szczegółowej analizy jednego z punktów podłoża fundamentu stopowego, analizę MES przeprowadzono również dla modelu Coulomba – Mohra oraz modelu liniowo sprężystego (EL). Dla porównania z metodą ścieżek naprężenia Lambe'a, ścieżkę naprężenia określono w tym punkcie korzystając także ze wzorów Steinbrennera (1934) i Korotkina (1938) (patrz: Gryczmański, 2000) dla półprzestrzeni sprężystej pod obciążeniem równomiernie rozłożonym na prostokątnym obszarze powierzchni.

Zastosowanie każdego z wybranych modeli wymaga oszacowania parametrów, co jest równocześnie ostatecznym celem badań w rozprawie. Aby postępowanie nie było „błędnym kołem" trzeba wdrożyć swoisty proces iteracyjny, którego pierwszym krokiem jest przybliżone kalibrowanie lokalne z zastosowaniem prostych kontrolowanych ścieżek naprężenia i oddzielnych oszacowań parametrów. Taka właśnie koncepcja została zastosowana w niniejszej rozprawie. Przyjęte do analiz numerycznych wartości parametrów podłoża: ϕ, c, E, M, λ, κ, e_0, ν zostały uzyskane częściowo w badaniach własnych (w aparacie trójosiowego ściskania, edometrze CRS i konsolidometrze) a częściowo zaczerpnięte z literatury. Ich zestawienie wraz z wynikami odpowiednich testów oraz pozycji źródłowych przytoczono w załączniku 6.1

6.3. FUNDAMENT STOPOWY

6.3.1. Budowa modelu MES

Fundament stopowy zamodelowano w programie Z_SOIL.PC 2007® v.7.38 jako żelbetowy prostopadłościan o wymiarach 1.2/1.8/0.6 m posadowiony na głębokości 1.5 m poniżej poziomu terenu. Rozmiary masywu gruntowego przyjęto jako: 13.2/14.4/8.1 m. Założono brak zwierciadła wody gruntowej. Z uwagi na symetrię zagadnienia (podłoże jednorodne) analizowano tylko ćwiartkę całego modelu. Siatka elementów skończonych (rysunek 6.1) została zbudowana z 3984 prostopadłościennych elementów ośmiowęzłowych, dając w sumie 4762 węzły. Czas przeprowadzenia pełnej analizy zagadnienia wynosił przykładowo dla podłoża opisanego modelem MCC ok. 5 godzin. Zadano typowe warunki brzegowe, odpowiadające podporom przegubowo – nieprzesuwnym w węzłach dolnego brzegu modelu i przegubowo – przesuwnym w węzłach brzegu pionowego. Do opisu fundamentu zastosowano model liniowo sprężysty o charakterystyce: E = 27.5 GPa, ν = 0.2, γ = 25 kN/m^3, e_0 = 0. Na styku fundamentu z podłożem zastosowano elementy kontaktowe o parametrach: k_n = 0.01, k_t/k_n = 0.01, ϕ = 15, c = 0, ψ = 0, gdzie k_n jest mnożnikiem sztywności normalnej, k_t/k_n – stosunkiem sztywności stycznej do normalnej, a ψ kątem dylatancji.

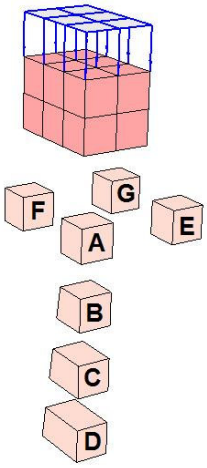


Rysunek 6.1. Model MES fundamentu stopowego: a) na etapie obciążenia prekonsolidującego, b) na etapie obciążenia eksploatacyjnego fundamentu (zaznaczono elementy skończone wybrane do analizy)

Proces obciążania modelu przebiegał w trzech etapach. Symulowano w nich odpowiednio:

1) obciążenie „geologiczne" (erozyjne),
2) wykonanie wykopu i fundamentu,
3) obciążenie eksploatacyjne fundamentu.

Pierwszy etap miał na celu symulację procesu konsolidacji w warunkach jednoosiowego stanu odkształcenia, dlatego obciążenie przyłożono do wszystkich węzłów górnej powierzchni modelu (rysunek 6.1a). Jego wartość (120 kPa) dobrano tak, aby naprężenie pionowe w najpłycej położonym punkcie reprezentatywnym wyniosło ok. 150 kPa. Było to minimalne naprężenie, dla którego pasta gruntowa po konsolidacji mogła osiągnąć stan umożliwiający formowanie próbek do aparatu trójosiowego ściskania. Obciążenie naziomu zwiększano liniowo w „czasie" wirtualnym 0 - 0.5, po czym je zmniejszono do zera w „czasie" 0.5 – 1.0. Następny etap obejmował usunięcie elementów znajdujących się w rzucie fundamentu do głębokości 1.5 m („czas": 1.0 – 2.0) oraz dodanie elementów reprezentujących fundament („czas": 2.0 – 3.0). Równomiernie rozłożone eksploatacyjne obciążenie fundamentu (1000 kPa) przykładano w sposób liniowy w „czasie" 3.0 – 5.0.

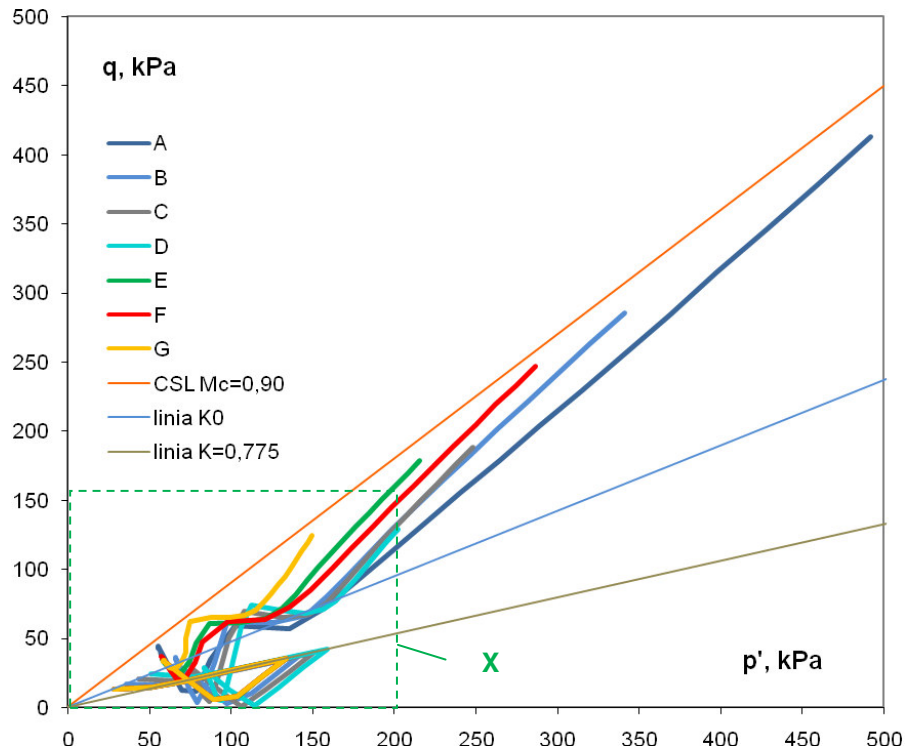


Rysunek 6.2. Wybrane elementy charakterystyczne

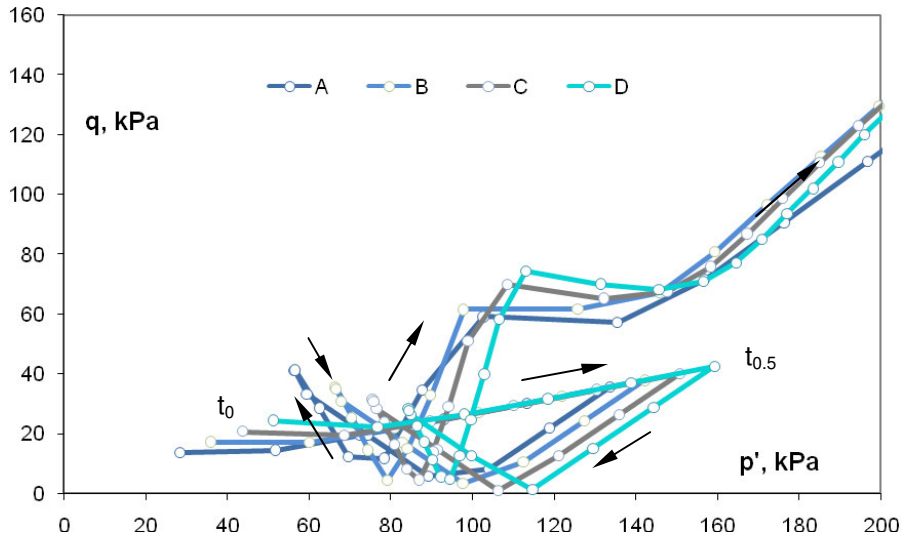
Do dalszej analizy wybrano 7 elementów (punktów) podłoża: 4 leżące w osi fundamentu na głębokości odpowiednio: 2.25 m (A), 2.85 m (B), 3.45 m (C) i 4.05 m (D) oraz trzy (E, F, G) leżące na głębokości 2.25 m w pobliżu krawędzi fundamentu – patrz: rysunki 6.1 i 6.2.

6.3.2. Model MCC. Wyniki analizy MES.

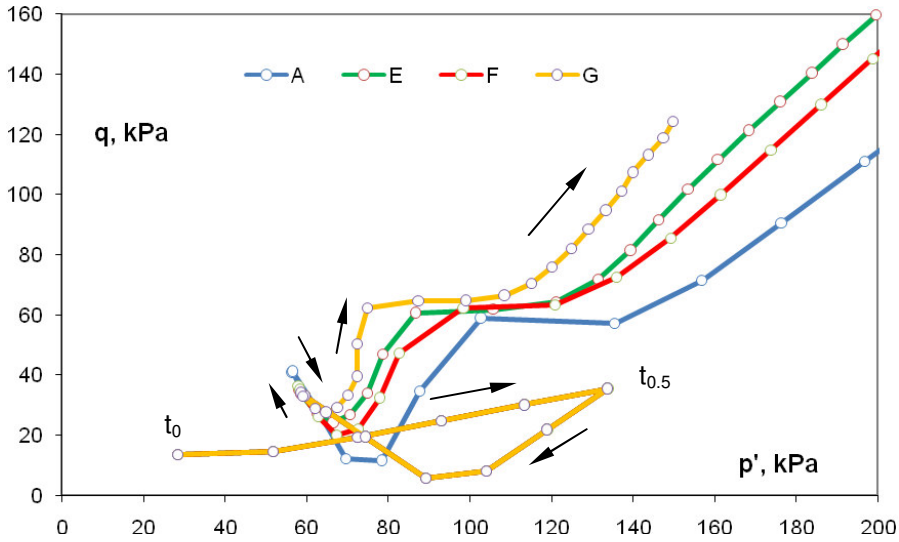
Ścieżki naprężenia dla przypadku podłoża opisanego modelem MCC pokazano na rysunkach 6.3 – 6.6.



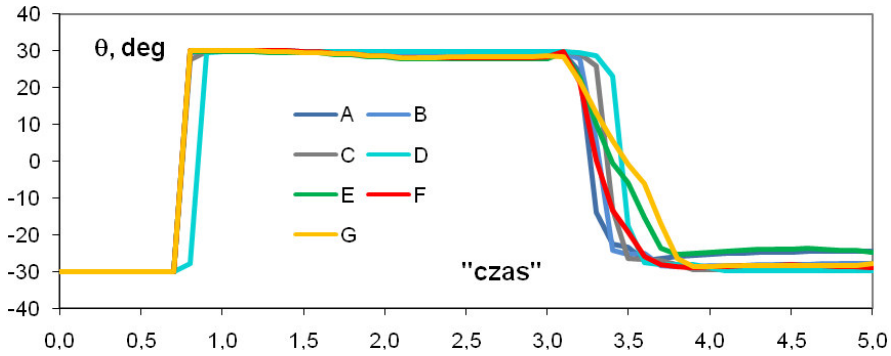
Rysunek 6.3. Ścieżki naprężenia p' – q w analizowanych punktach podłoża fundamentu stopowego. Model MCC. Szczegół X na rysunkach 6.4 i 6.5.



Rysunek 6.4. Ścieżki naprężenia w punktach A, B, C, D w osi fundamentu stopowego – szczegół X (patrz: rysunek 6.3). Model MCC.



Rysunek 6.5. Ścieżki naprężenia w punktach A, E, F, G na jednej głębokości pod podstawą fundamentu stopowego - szczegół X (patrz: rysunek 6.3). Model MCC.



Rysunek 6.6. Zmiana kąta Lodego w „czasie" 0 – 5.0 w analizowanych punktach podłoża fundamentu stopowego. Model MCC.

Kąt Lodego θ w trakcie całego procesu obciążenia zmienia swoją wartość z -30° do 30°. Na odcinku odpowiadającym erozji („czas": 0.5 – 1.0) zmiana ta następuje gwałtownie przy zerowej wartości dewiatora *q*. W badaniu trójosiowym odpowiada to przejściu od ściskania do rozciągania, tak jak to zilustrowano na przykładzie ścieżki 0ABC na rysunku 4.9 w rozdziale 4.7.3 w ramach opisu możliwości aparatów trójosiowego ściskania. Na etapie obciążenia eksploatacyjnego zmiana ta ma podobny charakter tylko w punktach leżących w osi fundamentu, w pozostałych kąt θ zmienia się łagodnie przy niezerowej wartości *q*, tym samym ścieżka naprężenia przypomina bardziej ścieżkę 0DC na wspomnianym rysunku 4.9.

Dewiator naprężenia *q* z definicji przyjmuje wyłącznie wartości dodatnie, dlatego ścieżka naprężenia *p' - q* na odcinku, gdy $\theta < 0°$, „odbija się" od osi hydrostatycznej. W aparacie trójosiowego ściskania realizacja ścieżek naprężenia o takim przebiegu oznacza, że stan naprężenia musi pozostać na płaszczyźnie ściskania Π: $\sigma'_2 = \sigma'_3$ (patrz: rysunek 4.9).

Warto tu przypomnieć, że w modelu MCC z poprawką van Eekelena nachylenie linii stanu krytycznego w tej płaszczyźnie opisuje parametr $M_c = 0.90$, natomiast w

płaszczyźnie rozciągania Ω: $M_e = M_c \cdot r(\theta) = 0.69$. Jeżeli więc stan wytężenia materiału opiszemy wyrażeniem:

$$SL = \frac{q}{q_f}, \tag{6.1}$$

gdzie:

$$q_f = M_c r(\theta) p', \text{ w stanie normalnej konsolidacji} \tag{6.2}$$

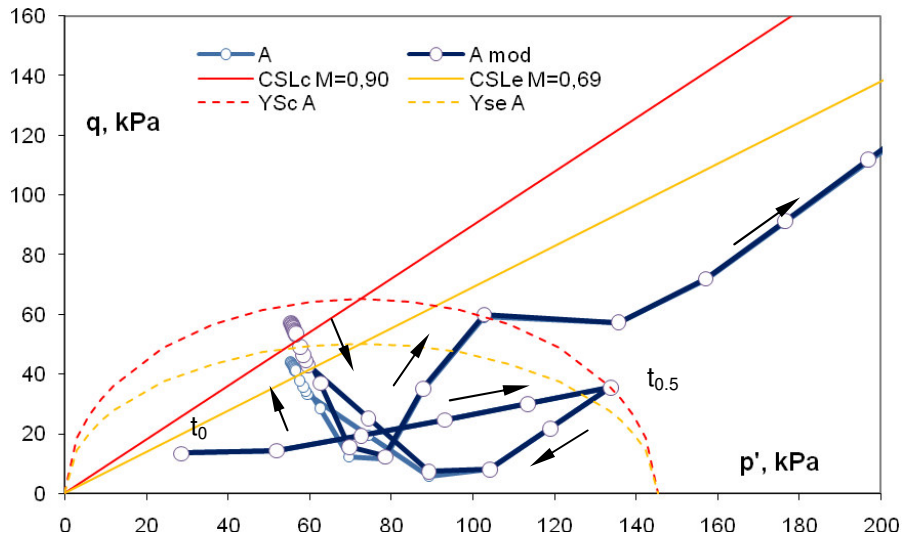
i

$$q_f = \sqrt{M_c^2 r^2(\theta) p' (p'_c - p')}, \text{ w stanie prekonsolidacji,} \tag{6.3}$$

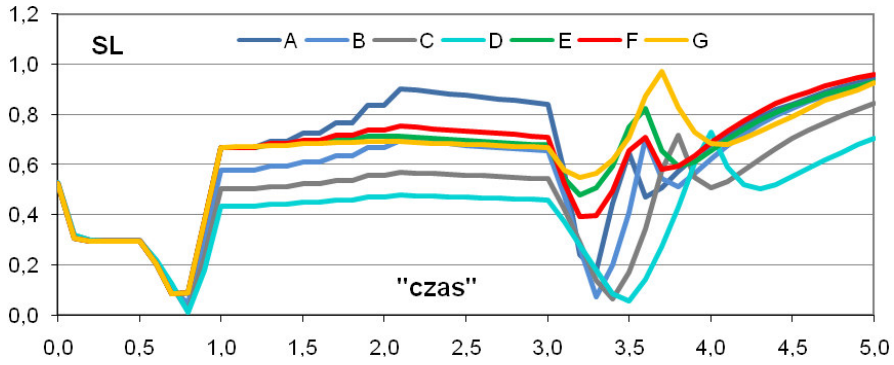
wówczas, aby zachować jego aktualną wartość, pozostając jednocześnie w płaszczyźnie ściskania Π, należy zmodyfikować wartość dewiatora naprężenia:

$$q_{mod} = \frac{q}{r(\theta)}. \tag{6.4}$$

Ilustrację tego problemu przedstawiono na rysunku 6.7, na przykładzie ścieżki naprężenia dla punktu A. Stan wytężenia materiału w analizowanych punktach podłoża pokazano na rysunku 6.8.

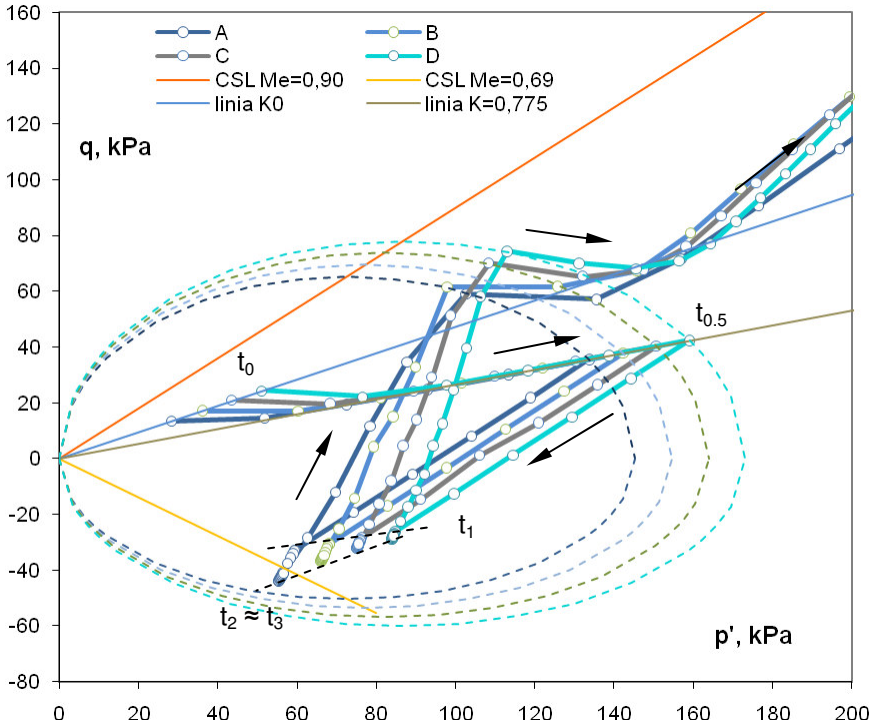


Rysunek 6.7. Ścieżka naprężenia w punkcie A – szczegół X (patrz: rysunek 6.3). Model MCC. A mod – ścieżka ze zmodyfikowanym dewiatorem: q_{mod}; YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5

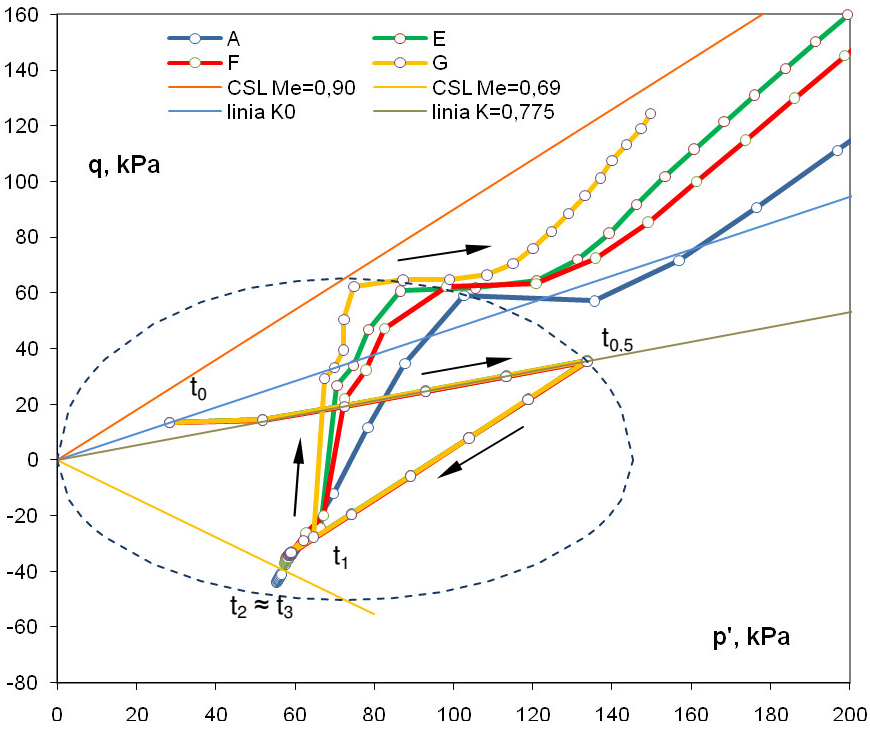


Rysunek 6.8. Stan wytężenia materiału SL wg wzoru (6.1). Model MCC.

Innym rozwiązaniem jest dostosowanie ścieżki do warunków badania trójosiowego z rozciąganiem i założenie, że $q = -q$ na odcinkach ścieżki, dla których $\theta < 0°$. Oznacza to wymuszenie „przejścia" ścieżki naprężenia przez zerową wartość dewiatora naprężenia w punktach, w których kąt Lodego zmienia znak, pozwala jednak w pełni wykorzystać możliwości aparatu trójosiowego i zapewnia dokładne odwzorowanie zmiany stanu naprężenia w punktach leżących w osi fundamentu. Metoda ta jest więc preferowana w przypadku ścieżek naprężenia, dla których kąt Lodego zmienia wartość z -30 na 30 (lub odwrotnie) zbliżając się jednocześnie do zerowej wartości dewiatora. Ilustracją opisanej operacji są rysunki 6.9 i 6.10.



Rysunek 6.9. Ścieżki naprężenia w punktach A, B, C, D w osi fundamentu stopowego – szczegół X (patrz: rysunek 6.3). Model MCC. Ujemny dewiator dla $\theta < 0°$. Linią przerywaną zaznaczono powierzchnie plastyczności w „czasie" 0.5.



Rysunek 6.10. Ścieżki naprężenia w punktach A, E, F, G na jednej głębokości pod podstawą fundamentu stopowego – szczegół X (patrz: rysunek 6.3). Model MCC. Ujemny dewiator dla $\theta < 0°$. Linią przerywaną zaznaczono powierzchnię plastyczności w „czasie" 0.5.

Wszystkie analizowane ścieżki naprężenia startują z linii K_0 o nachyleniu odpowiadającym zadanej wartości początkowej $K_0 = 0.64$, po czym przeskakują na linię anizotropowej konsolidacji o nachyleniu odpowiadającym stosunkowi $\sigma'_h/\sigma'_v = 0.775$. Wynika to z jednoosiowego (edometrycznego) stanu odkształcenia wymuszonego przez sposób przyłożenia obciążenia w pierwszym etapie prekonsolidacji. Model MCC narzuca w takim przypadku wartość współczynnika parcia bocznego w spoczynku według wzoru (Muir Wood, 1990):

$$K^{NC}{}_{MCC} = \frac{3-\eta}{3+2\eta}, \tag{6.5}$$

gdzie η jest nachyleniem linii normalnej konsolidacji, będącym rozwiązaniem równania trzeciego stopnia:

$$-(1+\nu)(1-\Lambda)\eta^3 + 3(1-2\nu)\eta^2 + \left[(1+\nu)(1-\Lambda)M^2 + 9\Lambda(1-2\nu)\right]\eta - 3(1-2\nu)M^2 = 0, \tag{6.6}$$

w którym:

$$\Lambda = \frac{\lambda-\kappa}{\lambda}. \tag{6.7}$$

Ścieżki naprężenia we wszystkich punktach podłoża w trakcie odciążenia (erozji) w „czasie" 0.5 – 1.0 mają jednakowe nachylenie (patrz rysunki 6.9 i 6.10),

będące znowu wynikiem założeń modelu. Według bowiem teorii sprężystości, obowiązującej wewnątrz powierzchni plastyczności, współczynnik parcia bocznego w spoczynku jest równy:

$$K_{EL} = \frac{\nu}{1-\nu}, \tag{6.8}$$

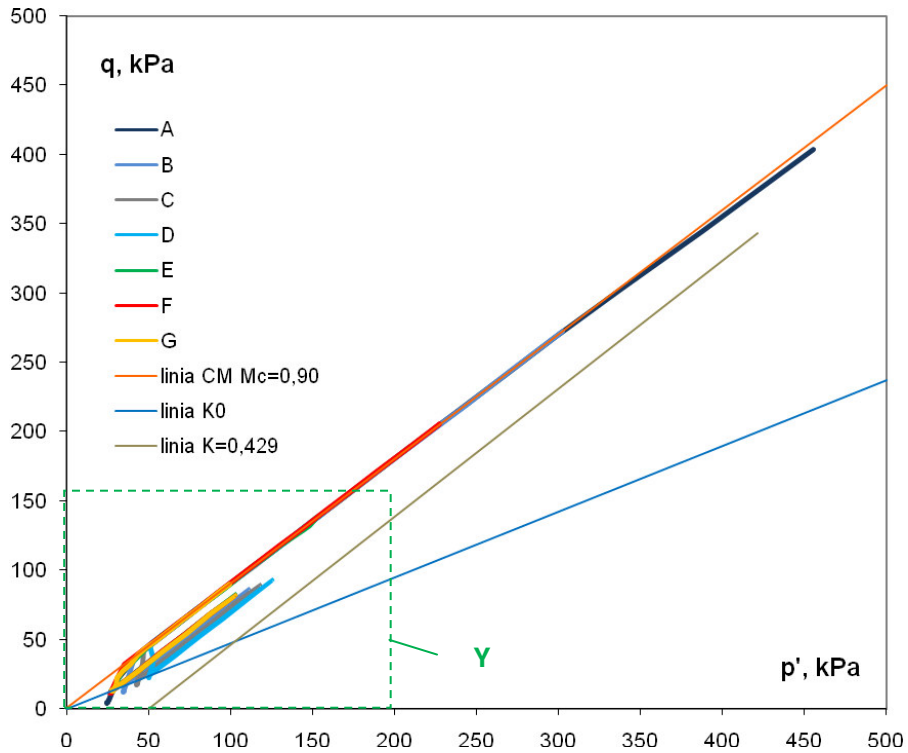
niezależnie od stanu gruntu (prekonsolidowany czy normalnie skonsolidowany).

W ciągu dalszego procesu obciążenia (wykop, budowa fundamentu i obciążenie eksploatacyjne) przebieg ścieżek naprężenia różni się w zależności od analizowanego punktu podłoża. Cechą wspólną jest jednak charakterystyczne odgięcie ścieżek w momencie osiągnięcia aktualnej powierzchni plastyczności, kiedy to model MCC wchodzi w zakres sprężysto – plastyczności.

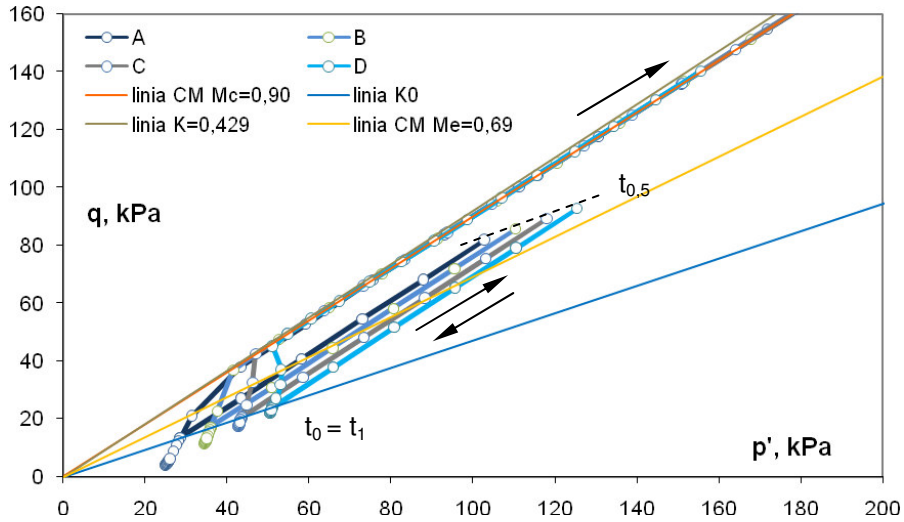
6.3.3. Model CM. Wyniki analizy MES.

Ścieżki naprężenia w przypadku podłoża opisanego modelem CM pokazano na rysunkach 6.11 – 6.14. Model numeryczny, jako całość, osiąga stan graniczny w „czasie" 4.7, kiedy to obliczenia tracą zbieżność. Stan wytężenia materiału przedstawiono na rysunku 6.15. SL obliczono na podstawie wzoru (6.1) przy czym parametr *r(θ)* wyznaczono z równania:

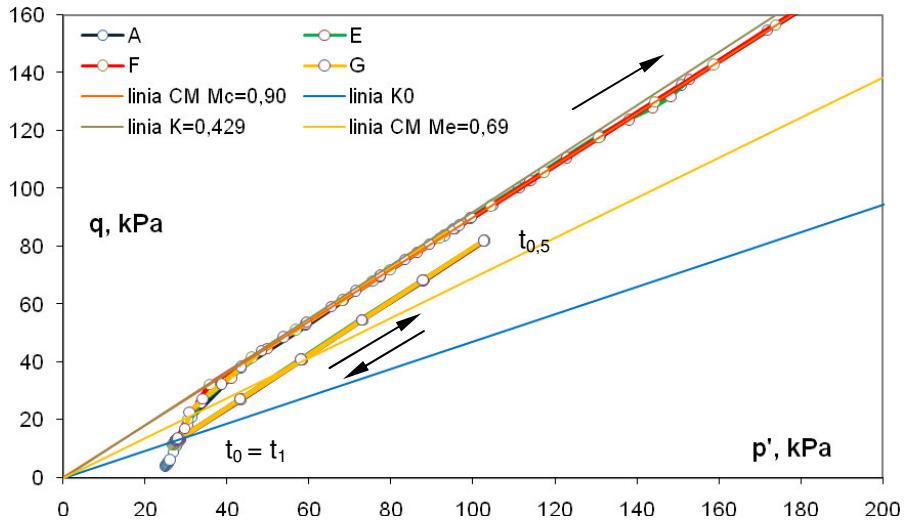
$$r(\theta)_{CM} = \frac{3 - \sin\phi}{2\left(\sqrt{3}\cos\theta + \sin\theta\sin\phi\right)}. \tag{6.9}$$



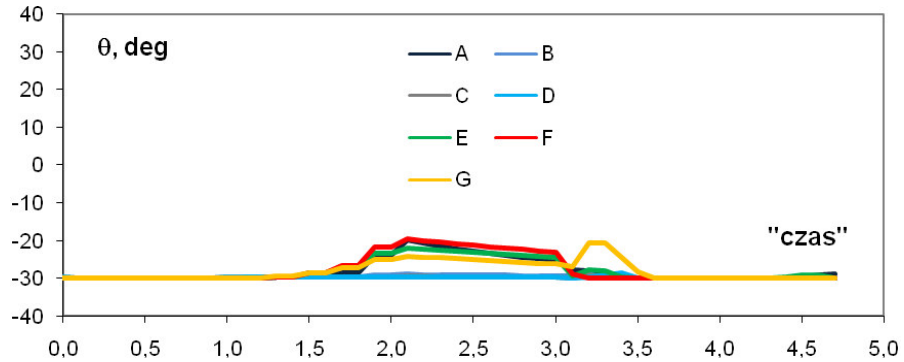
Rysunek 6.11. Ścieżki naprężenia p' – q w analizowanych punktach podłoża fundamentu stopowego. Model CM. Szczegół Y na rysunkach 6.12 i 6.13.



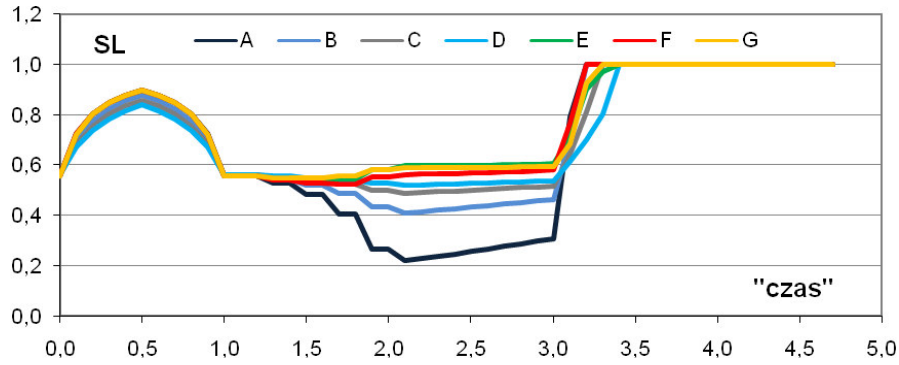
Rysunek 6.12. Ścieżki naprężenia w punktach A, B, C, D w osi fundamentu stopowego – szczegół Y (patrz: rysunek 6.11). Model CM.



Rysunek 6.13. Ścieżki naprężenia w punktach A, E, F, G na jednej głębokości pod podstawą fundamentu stopowego – szczegół Y (patrz: rysunek 6.11). Model CM.



Rysunek 6.14. Zmiana kąta Lodego w „czasie" 0 – 5.0 w analizowanych punktach podłoża fundamentu stopowego. Model CM.



Rysunek 6.15. Stan wytężenia materiału SL wg wzoru (6.1). Model CM.

Według modelu CM ścieżki naprężenia na etapie prekonsolidacji („czas": 0 – 1.0) mają takie samo nachylenie, jak ścieżki w „czasie" 0.5 – 1.0 dla modelu MCC, wynikające z przyjęcia sprężystego zachowania materiału i wartości współczynnika parcia bocznego w spoczynku według wzoru (6.8), kiedy to K_{EL} = 0.429 (na rysunku 6.11 linię K = 0.429 przesunięto ze środka układu współrzędnych dla lepszego zobrazowania jej równoległości do ścieżek naprężenia). Wszystkie analizowane ścieżki naprężenia osiągają stan graniczny w trakcie obciążenia fundamentu w przedziale „czasu" 3.0 – 3.5, po czym pozostają na powierzchni plastyczności. Naprężenia występujące w elementach uplastycznionych są w MES redystrybuowane na elementy sąsiednie. Kąt Lodego dla wszystkich rozpatrywanych punktów mieści się w przedziale -20° do -30°, zatem symulacja takiego przypadku w aparacie trójosiowego ściskania byłaby poprawna.

6.3.4. Model EL. Wyniki analizy MES i rozwiązania analitycznego według Korotkina.

Ścieżki naprężenia dla przypadku podłoża opisanego w analizie MES modelem EL pokazano na rysunkach 6.16 – 6.19. W zakresie obciążenia i odciążenia na etapie prekonsolidacji („czas" 0 – 0.5 – 1.0) są one identyczne jak w modelu CM. W dalszych etapach obciążenia różnią się tylko brakiem istnienia powierzchni ograniczającej w modelu EL, a nachylenie ścieżek naprężenia w analizowanych punktach jest praktycznie równe 3:1, pozwalając na symulację obciążenia w standardowym badaniu ścinania w aparacie trójosiowego ściskania.

Dla porównania, w punktach leżących w osi fundamentu, wyznaczono również ścieżki naprężenia zgodnie ze wskazaniami Lambe'a – tzn. na podstawie wzorów dla jednorodnej półprzestrzeni sprężystej, obciążonej równomiernie na prostokątnym obszarze, przy czym dla zakresu obciążenia prekonsolidacyjnego („czas" 0 - 1.0) przyjęto K_0 = 0.64 (rysunek 6.20). Skorzystano ze wzorów analitycznych Steinbrennera (1934) i Korotkina (1938), uzyskanych w drodze superpozycji naprężeń narożnych (Gryczmański, 2000):

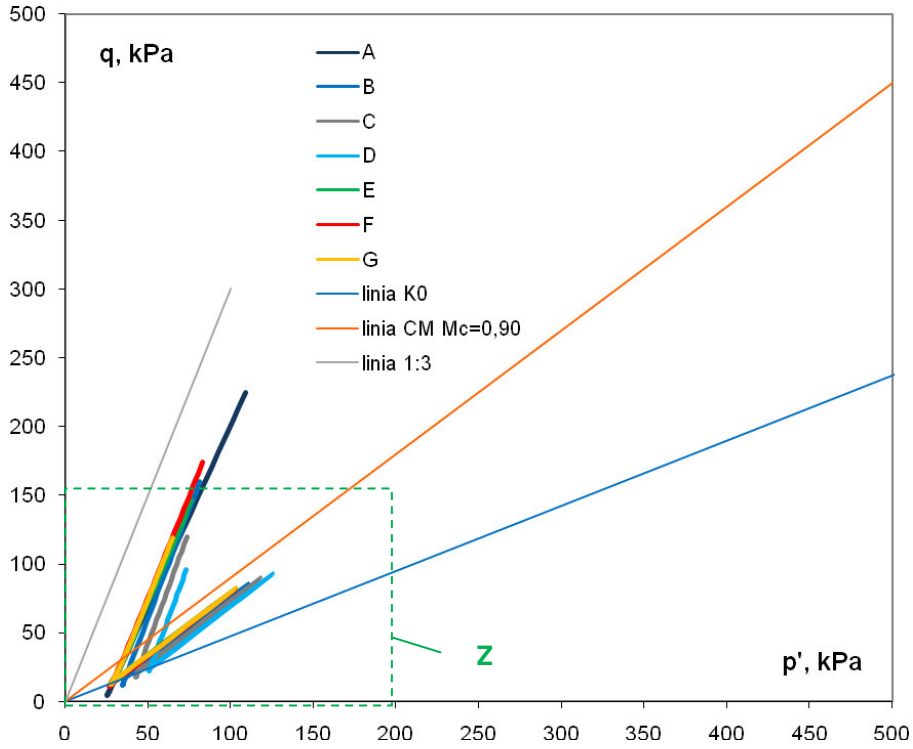
$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi}\left[\frac{2\alpha\zeta}{D}\left(\frac{1}{D_1}+\frac{1}{D_2}\right)+arctg\frac{\alpha}{2\zeta D}\right], \tag{6.10}$$

$$\sigma_x = \frac{2q}{\pi}\left[\frac{\pi}{2} - \frac{2\alpha\zeta}{DD_1} - arctg\frac{2\zeta D}{\alpha} + (1-2\nu)\left(arctg\frac{1}{\alpha} - arctg\frac{D}{2\alpha\zeta}\right)\right], \tag{6.11}$$

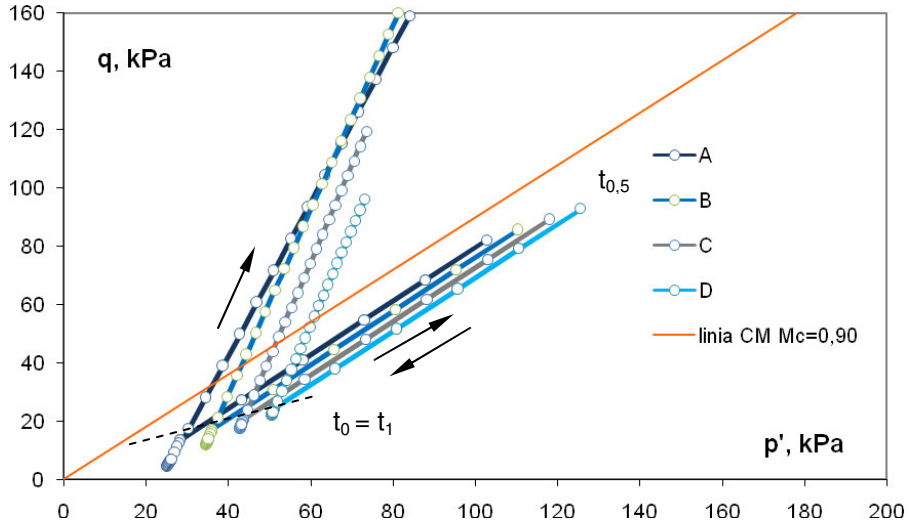
$$\sigma_y = \frac{2q}{\pi}\left[\frac{\pi}{2} - \frac{2\alpha\zeta}{DD_2} - arctg\frac{2\zeta D}{\alpha} + (1-2\nu)\left(arctg\alpha - arctg\frac{\alpha D}{2\zeta}\right)\right], \tag{6.12}$$

gdzie: $\alpha = L/B$, $\zeta = z/B$, $D^2 = 1+\alpha^2+4\zeta^2$, $D_1 = \alpha^2+4\zeta^2$, $D_2 = 1+4\zeta^2$, $\nu = 0{,}3$.

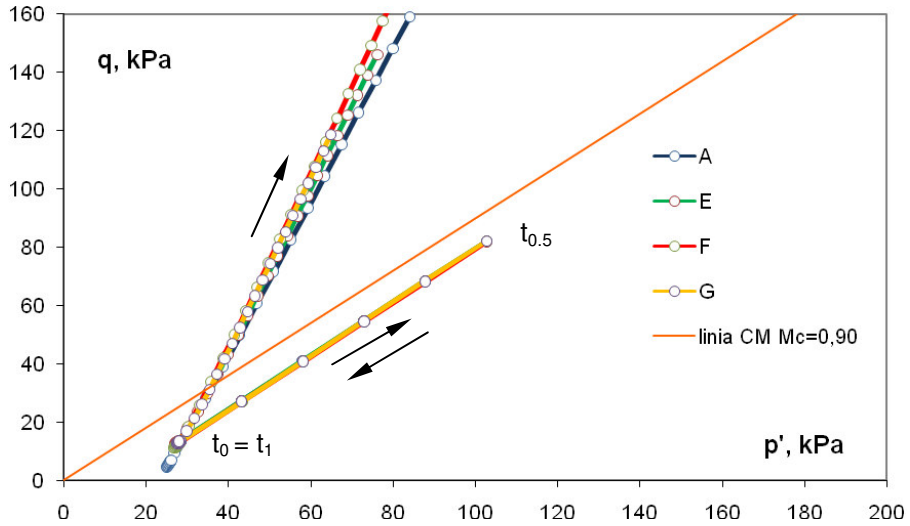
Zastosowanie rzeczywistej (uzyskanej w testach) wartości współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_0 powoduje, że na etapie odciążenia prekonsolidacyjnego ścieżki naprężenia przechodzą w zakres rozciągania trójosiowego, a ścieżka w najniżej leżącym punkcie D nie osiąga stanu granicznego.



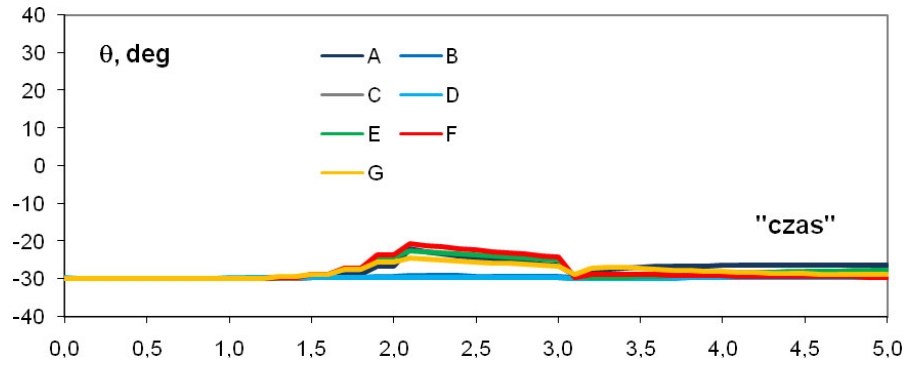
Rysunek 6.16. Ścieżki naprężenia p' – q w analizowanych punktach podłoża fundamentu stopowego. Model EL. Szczegół Z na rysunkach 6.17 i 6.18.



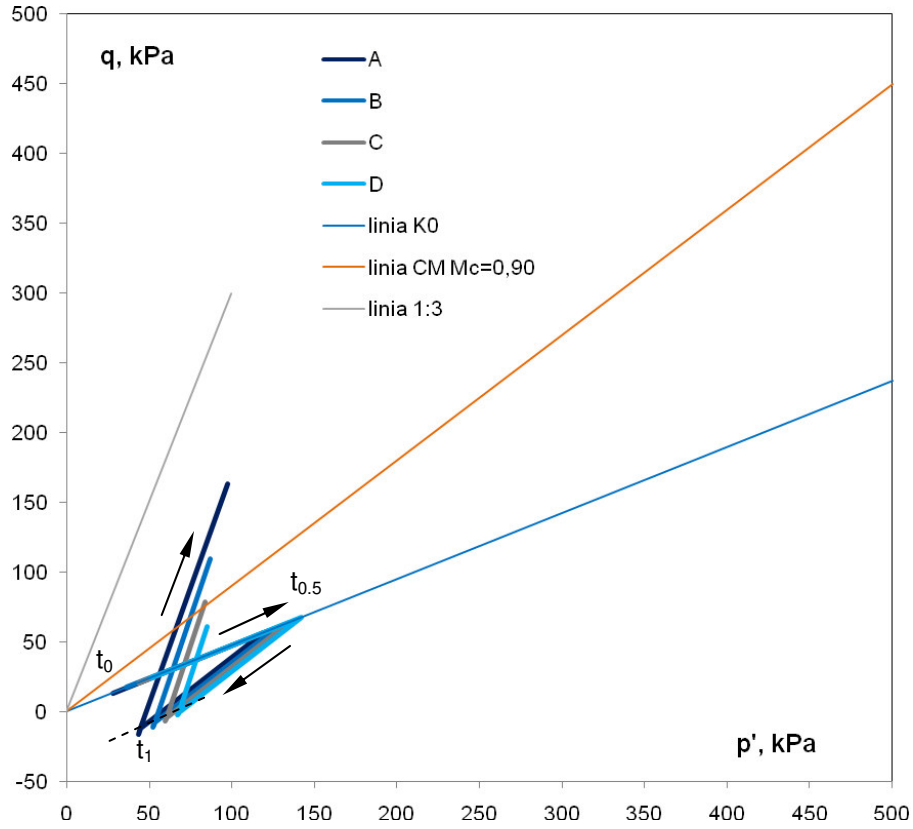
Rysunek 6.17. Ścieżki naprężenia w punktach A, B, C, D w osi fundamentu stopowego – szczegół Z (patrz: rysunek 6.16). Model EL.



Rysunek 6.18. Ścieżki naprężenia w punktach A, E, F, G na jednej głębokości pod podstawą fundamentu stopowego – szczegół Z (patrz rysunek 6.16). Model EL.



Rysunek 6.19. Zmiana kąta Lodego w „czasie" 0 – 5.0 w analizowanych punktach podłoża fundamentu stopowego. Model EL.



Rysunek 6.20. Ścieżki naprężenia w punktach A, B, C, D w osi fundamentu stopowego. Model EL – jednorodna półprzestrzeń sprężysta.

6.4. ŚCIANA OPOROWA

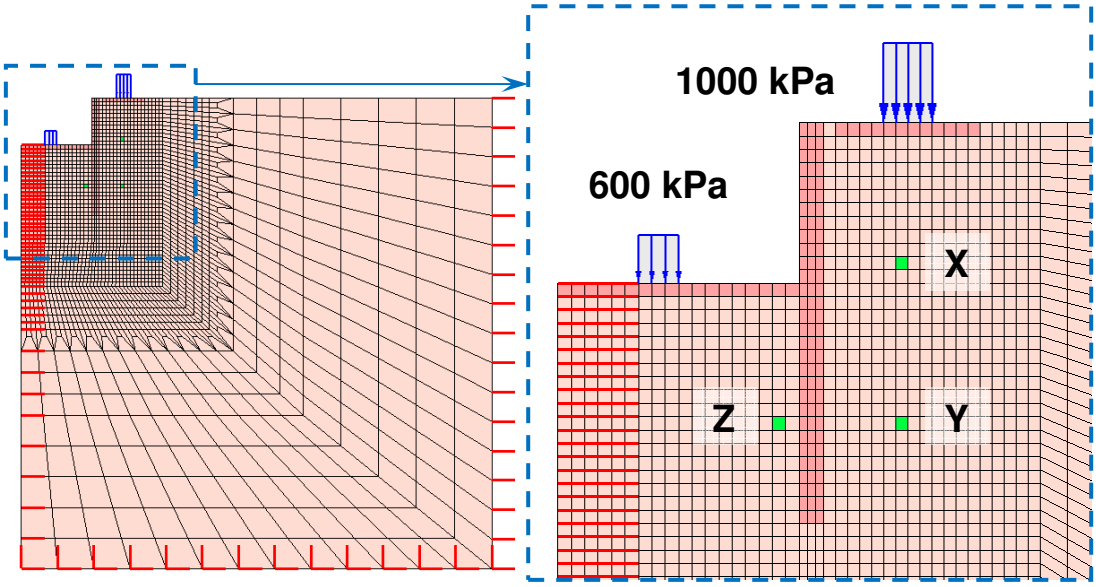
6.4.1. Budowa modelu MES

W programie Z_SOIL.PC 2007® v.7.38 zamodelowano w płaskim stanie odkształcenia układ dwóch ścian oporowych o grubości 0.6 m i długości 10 m zabezpieczających skarpy wykopu o głębokości 4 m. Rozmiary masywu gruntowego przyjęto jako: 80/40 m. Założono brak zwierciadła wody gruntowej. Z uwagi na symetrię zagadnienia (podłoże jednorodne) analizowano tylko połowę całego modelu. Siatka elementów skończonych (rysunek 6.21) została zbudowana z 2948 czterowęzłowych czworokątów, dając w sumie 2948 węzłów. Parametry podłoża, elementów żelbetowych i kontaktowych (na styku ściany oporowej z gruntem) oraz warunki brzegowe przyjęto jak dla przypadku fundamentu stopowego.

Proces obciążenia modelu przebiegał w siedmiu etapach:

1) obciążenie „geologiczne”(erozyjne) wraz z odciążeniem – „czas”: 0.0 – 0.5 – 1.0;
2) symulacja wciskania żelbetowej ścianki – „czas”: 1.0 – 2.0;
3) symulacja wykonania wykopu – „czas”: 2.0 – 2.4;
4) symulacja wykonania płyty dennej – „czas”: 2.4 – 2.5;
5) obciążenie płyty dennej – „czas”: 2.5 – 3.0;

6) symulacja wykonania płyty nawierzchniowej – „czas”: 3.0 – 3.1;
7) obciążenie płyty nawierzchniowej – „czas”: 3.2 – 4.0.



Rysunek 6.21. Model MES ściany oporowej na etapie obciążenia eksploatacyjnego fundamentu (zaznaczono elementy skończone wybrane do analizy)

Pierwszy etap zrealizowano dokładnie tak jak w przypadku fundamentu stopowego z obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości 120 kPa. Procedurę wykonania ściany oporowej symulowano w sposób uproszczony jako zamianę materiału kolejnych elementów na głębokości z gruntu na żelbet. Etap ten składał się z 10 kroków. Wykop pogłębiany był w czterech etapach, w każdym z nich usuwano 100 cm gruntu. Obciążenie dna (600 kPa na szerokości 90 cm) i nawierzchni za ścianą oporową (1000 kPa na szerokości 120 cm) przyłożono przez płyty żelbetowe o grubości 33 cm.

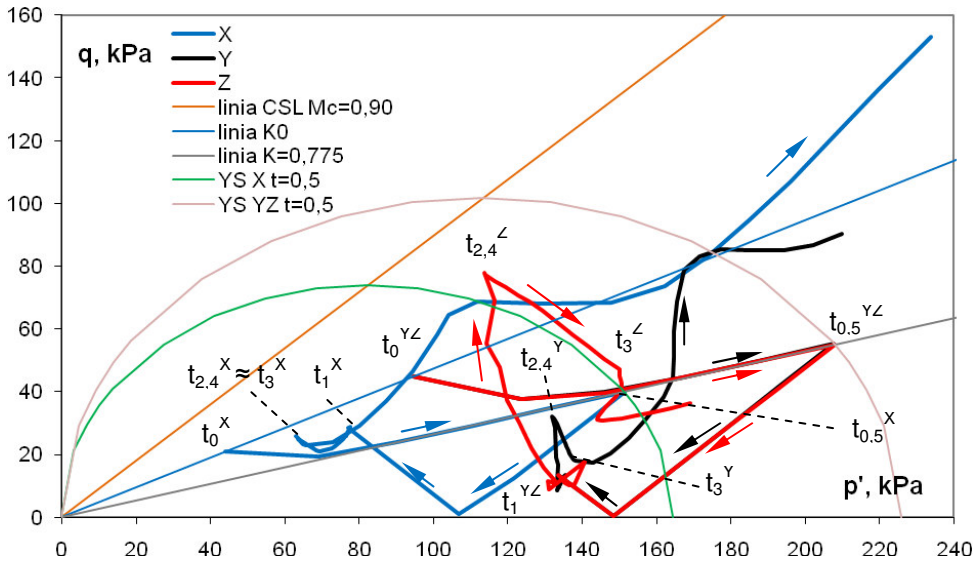
Do analizy wybrano trzy punkty podłoża w celu zbadania zachowania gruntu w różnych regionach masywu gruntowego współdziałającego ze ścianą oporową: punkt X na głębokości 3.5 m (podobnie jak punkt C w podłożu stopy fundamentowej) za ścianą oporową w pobliżu osi obciążenia, Y – w tej samej odległości za ścianą oporową, ale na głębokości 7.5 m oraz punkt Z – pod płytą denną na głębokości 7.5 m od początkowego poziomu terenu i w odległości 1 m od krawędzi ściany.

6.4.2. Model MCC. Wyniki analizy MES.

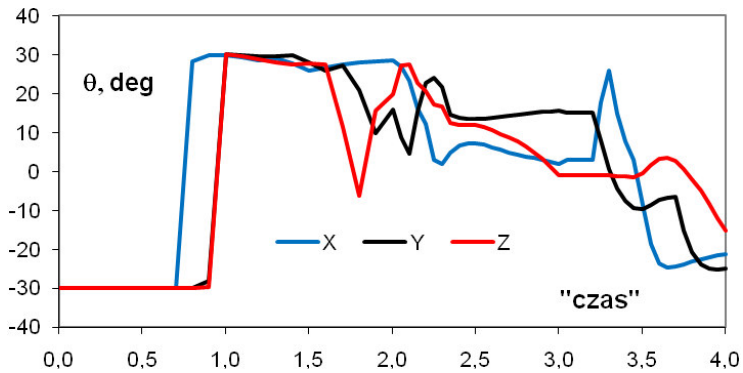
Ścieżki naprężenia w przypadku podłoża opisanego modelem MCC pokazano na rysunkach 6.22 i 6.23 a stan wytężenia na rysunku 6.24.

Obciążenie prekonsolidacyjne w etapie 1 jest identyczne, jak w przypadku stopy fundamentowej, stąd wszystkie uwagi jej dotyczące są aktualne również dla ściany oporowej. Dalszy przebieg ścieżek naprężenia ma podobny charakter tylko w punkcie X, jednak w przeciwieństwie do przypadku stopy fundamentowej, kąt Lodego θ przyjmuje różne wartości z przedziału -30 do 30° a ścieżka naprężenia nie zbliża się do zerowej wartości dewiatora. Problem ten dotyczy również punktów Y i Z. Tym samym

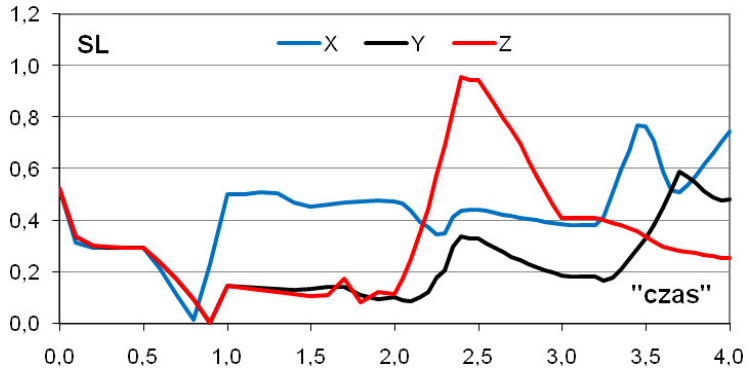
dokładna symulacja ścieżek obciążenia w aparacie trójosiowego ściskania w tym przypadku nie jest możliwa. Rozwiązaniem przybliżonym może być wprowadzenie, wspomnianej w rozdziale 6.3.2, zmodyfikowanej wartości dewiatora naprężenia wg wzoru (6.4). Wówczas w badaniu trójosiowym istnieje możliwość odzwierciedlenia rzeczywistej (według modelu MCC) wartości naprężenia średniego i dewiatora, pozostającego w prawidłowej odległości od powierzchni stanu krytycznego po stronie „mokrej" i powierzchni plastyczności po stronie „suchej", przy jednoczesnym wymuszeniu wartości θ = -30°. Przebieg zmodyfikowanych w ten sposób ścieżek naprężenia pokazano na rysunku 6.25. Znacznie wyraźniej wówczas widać gwałtowną zmianę kierunku obciążenia w momencie osiągnięcia powierzchni plastyczności w punktach X i Y oraz silne wytężenie materiału w punkcie Z (SL = 0.96) na skutek odciążenia wykopem.



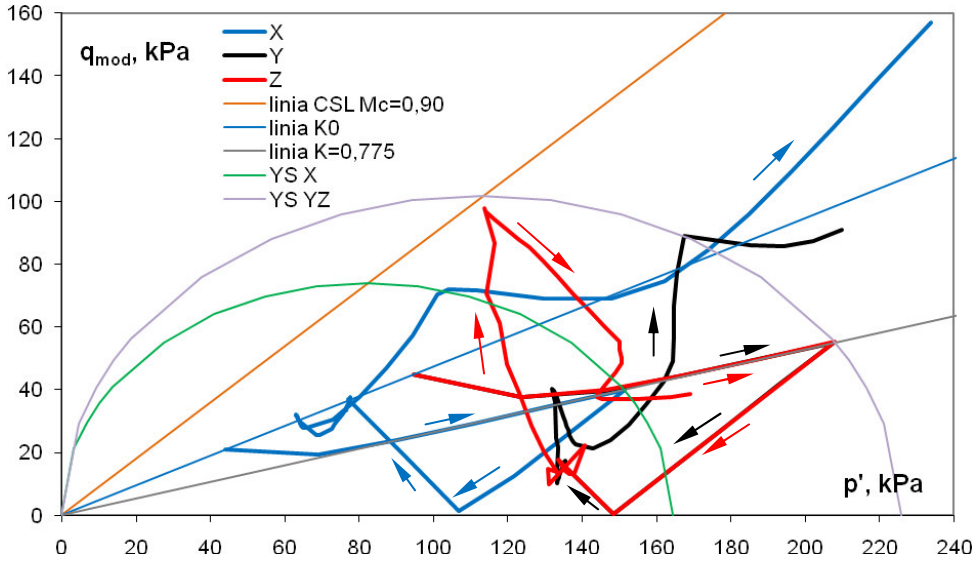
Rysunek 6.22. Ścieżki naprężenia p' – q w analizowanych punktach masywu gruntowego w pobliżu ściany oporowej. Model MCC. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.



Rysunek 6.23. Zmiana kąta Lodego w „czasie" 0 – 4.0 w analizowanych punktach masywu gruntowego w pobliżu ściany oporowej. Model MCC. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.



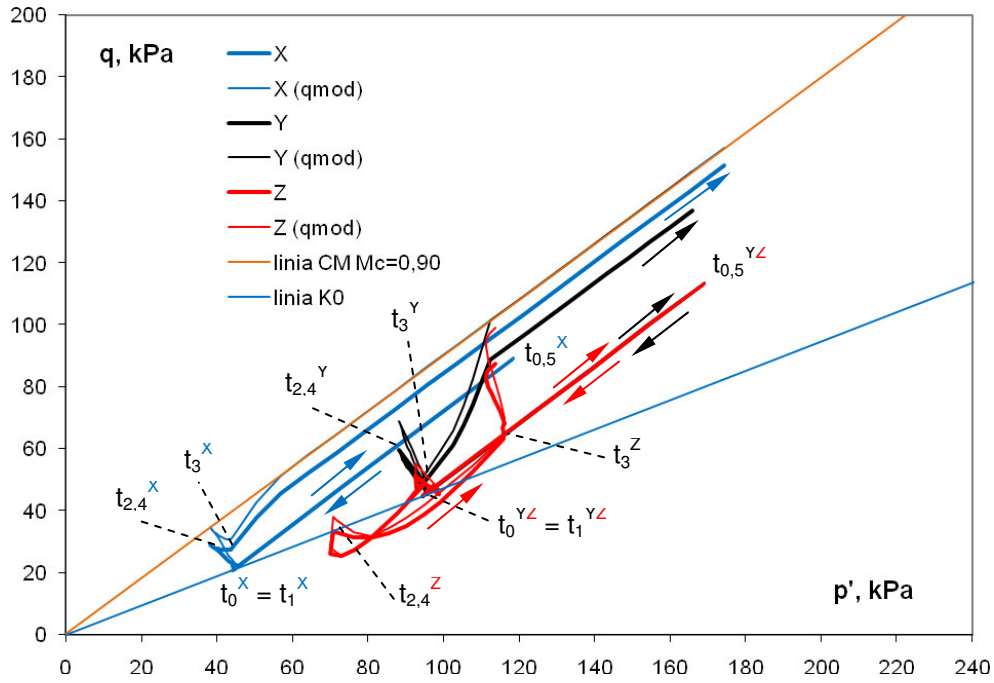
Rysunek 6.24. Stan wytężenia materiału SL wg wzoru (6.1). Model MCC.



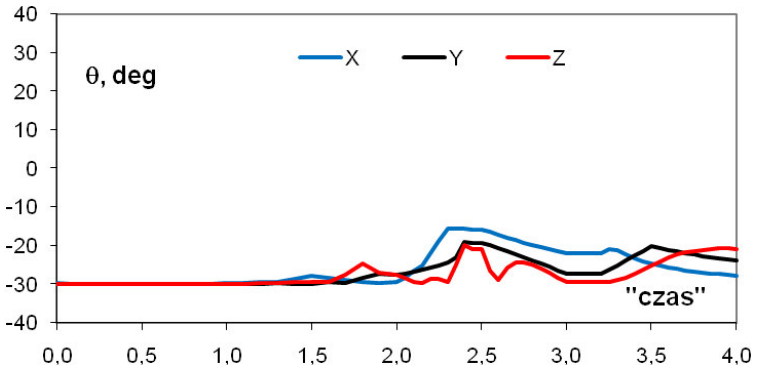
Rysunek 6.25. Ścieżki naprężenia w analizowanych punktach masywu gruntowego w pobliżu ściany oporowej. Zmodyfikowany dewiator naprężenia. Model MCC. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.

6.4.3. Model CM. Wyniki analizy MES.

Ścieżki naprężenia w rozważanych punktach masywu opisanego modelem CM pokazano na rysunkach 6.26 i 6.27 a stan wytężenia na rysunku 6.28. Linią cienką wykreślono ścieżki naprężenia ze zmodyfikowaną wartością dewiatora q_{mod}, według wzoru (6.4) i (6.9), obrazujące odległość stanu naprężenia od powierzchni plastyczności dla aktualnego kąta Lodego.

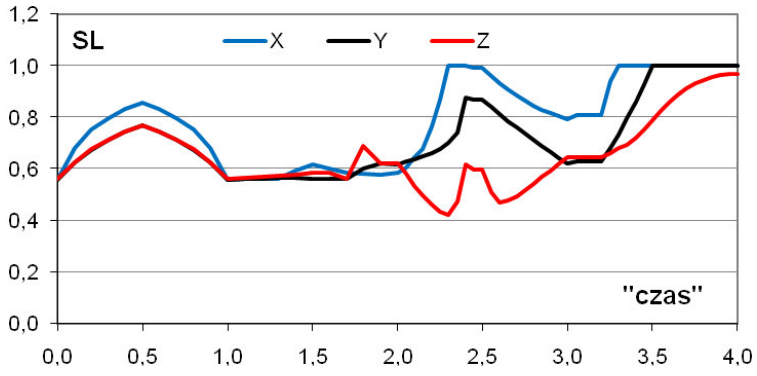


Rysunek 6.26. Ścieżki naprężenia p' – q w analizowanych punktach masywu gruntowego w pobliżu ściany oporowej. Model CM.



Rysunek 6.27. Zmiana kąta Lodego w „czasie" 0 – 4.0 w analizowanych punktach masywu gruntowego w pobliżu ściany oporowej. Model CM.

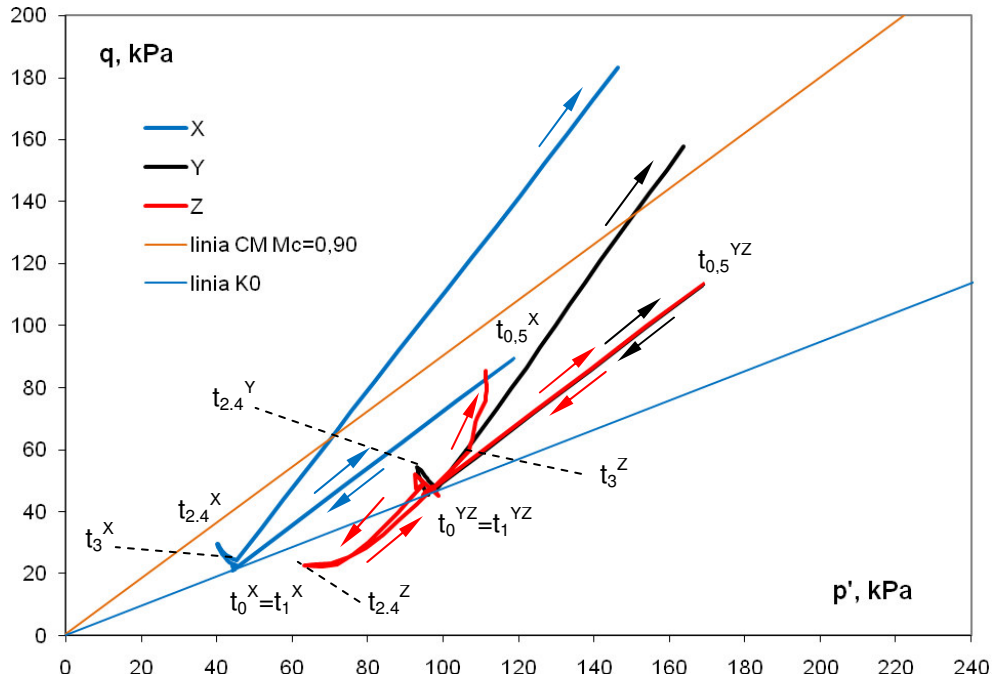
Podobnie jak w przypadku stopy fundamentowej, ścieżki naprężenia wyznaczone modelem CM różnią się w sposób znaczący od ścieżek wyznaczonych przy użyciu MCC. Kąt Lodego zmienia się w dość wąskim przedziale: -15 do -30°. Po prekonsolidacji stan naprężenia wraca do wartości początkowej poruszając się po ścieżce o nachyleniu wynikającym z przyjęcia wartości współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_{EL}. Na dalszym etapie obciążenia warto zwrócić uwagę przede wszystkim na punkt leżący przed ścianą oporową. Według modelu MCC wytężenie w tym elemencie zbliża się do stanu granicznego (SL = 0.96) na skutek wykonania wykopu („czas" 2.4), podczas gdy model CM w tej sytuacji przewiduje wykorzystanie nośności tylko w 60%. Uplastycznienie materiału następuje dwukrotnie w punkcie X: na skutek wykopu i obciążenia nawierzchni. Punkt Y osiąga stan graniczny w „czasie" 3.5, natomiast wytężenie w punkcie Z po przyłożeniu pełnego obciążenia ma wartość 0.97.



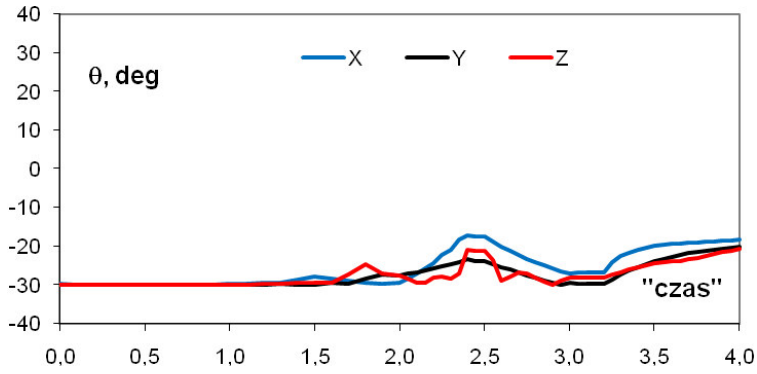
Rysunek 6.28. Stan wytężenia materiału SL wg wzoru (6.1). Model CM.

6.4.4. Model EL. Wyniki analizy MES.

Ścieżki naprężenia w przypadku masywu opisanego modelem liniowo sprężystym przedstawiono na rysunkach 6.29 i 6.30. Przebieg ścieżek na etapie prekonsolidacji jest taki sam jak w przypadku modelu CM. Podobnie jak poprzednio, wstępne przeciążenie nie ma wpływu na dalsze zachowanie się gruntu. Kształt ścieżek naprężenia w punktach X i Y za ścianą oporową jest zbliżony: na etapie wykonania wykopu naprężenie średnie maleje przy rosnącym dewiatorze, obciążenia dna sprawia, że ścieżka wraca do punktu bliskiego początkowemu, a obciążenie naziomu powoduje prostoliniowy przyrost *p'* i *q* o nachyleniu ok. 1:1.5. W punkcie pod płytą denną (Z) odciążenie wykopem powoduje spadek zarówno naprężenia średniego jak i dewiatora. W przeciwieństwie do punktów X i Y, obciążenie dna wywołuje stan naprężenia o większych wartościach niż początkowe, natomiast wpływ obciążenia naziomu jest zdecydowanie mniejszy. Kąt Lodego zmienia się w niewielkim przedziale: -15 do -30°.



Rysunek 6.29. Ścieżki naprężenia p' – q w analizowanych punktach masywu gruntowego w pobliżu ściany oporowej. Model EL.



Rysunek 6.30. Zmiana kąta Lodego w „czasie" 0 - 4 w analizowanych punktach masywu gruntowego w pobliżu ściany oporowej. Model EL.

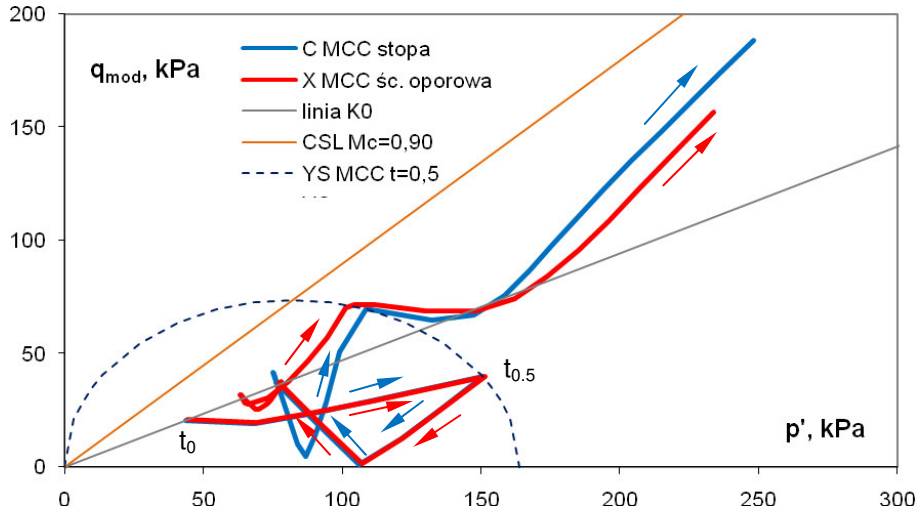
6.5. PODSUMOWANIE

Analiza numeryczna dwóch prostych przypadków geotechnicznych potwierdziła, że przebieg ścieżek naprężenia zależy nie tylko od położenia analizowanego punktu w podłożu i warunków brzegowych, ale przede wszystkim od wykorzystanego modelu konstytutywnego. Tym samym założenie przyjęte przez autorów metody ścieżek naprężenia i odkształcenia o dostateczności modelu liniowo sprężystego, traci na sile.

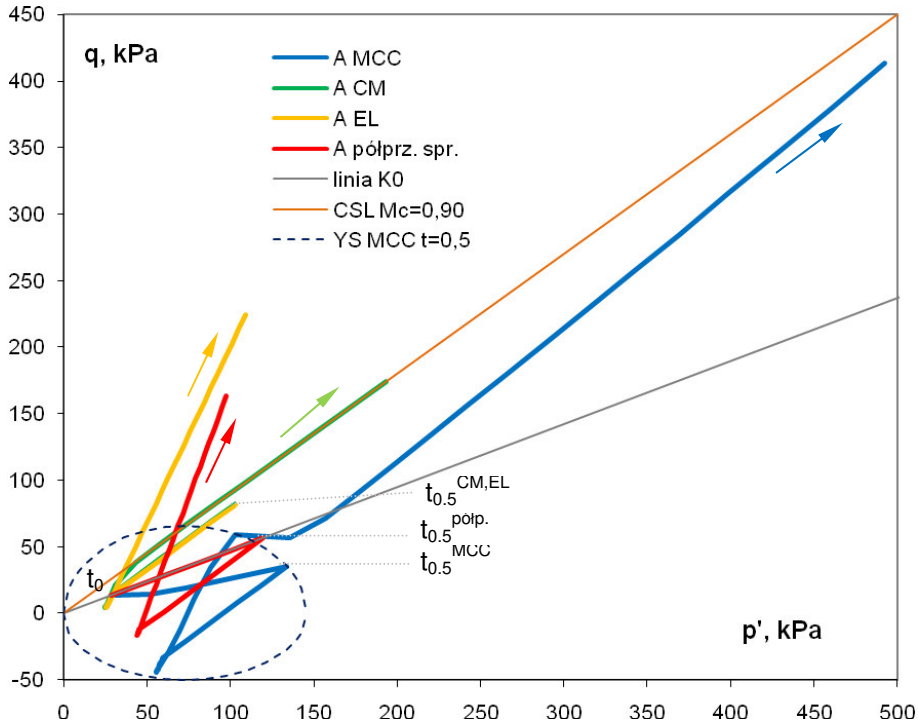
Dla zobrazowania zależności przebiegu ścieżki naprężenia od warunków brzegowych, na rysunku 6.31 zestawiono ścieżki naprężenia w punkcie C pod fundamentem stopowym i, odpowiadającym mu, punkcie X za ścianą oporową. Silną zależność od modelu konstytutywnego podkreśla natomiast rysunek 6.32, na którym przedstawiono ścieżki naprężenia w punkcie A pod stopą fundamentową, wyznaczone metodą elementów skończonych przy użyciu modeli MCC, CM, EL oraz przy użyciu wzorów analitycznych dla półprzestrzeni sprężystej (z zastosowaniem rzeczywistej wartości K_0 na etapie obciążenia prekonsolidacyjnego). Różnice w ich przebiegu są uderzające, co za tym idzie można się także spodziewać różnych wartości parametrów oszacowanych metodą ścieżek obciążenia. Należy przede wszystkim zwrócić uwagę na fakt, że model CM przewiduje zniszczenie materiału (równoznaczne z osiągnięciem powierzchni plastyczności), tymczasem według MCC stan krytyczny nie jest osiągany w żadnym punkcie.

Do dalszej analizy parametrycznej, której kolejnym krokiem jest symulacja obciążenia w badaniu laboratoryjnym, wybrano ścieżki wyznaczone modelem MCC w podłożu fundamentu stopowego oraz ściany oporowej. Ścieżki w punktach A – G będą symulowane w aparacie trójosiowego ściskania przy założeniu ujemnej wartości dewiatora przy rozciąganiu (rysunki 6.9 i 6.10). Sprawdzony zostanie również wpływ przyjęcia zmodyfikowanej wartości dewiatora w badaniu trójosiowego ściskania (patrz: rysunek 6.7) na wartości parametrów wynikowych w punktach B, C, D, E, F. Dodatkowo dla punktu A wykonane zostaną symulacje ścieżek wyznaczonych innymi modelami (rysunek 6.32). W przypadku punktów X – Z w masywie współdziałającym ze ścianą oporową, ścieżki naprężenia będą symulowane tylko z założeniem zmodyfikowanej wartości dewiatora, z powodu omówionej wcześniej zmienności kąta Lodego niemożliwej do odzwierciedlenia w aparacie trójosiowego ściskania.

W trakcie badania laboratoryjnego symulowane będą pełne przebiegi ścieżek naprężenia; jednakże w procesie optymalizacji parametrów wykorzystane zostaną tylko teoretyczne i laboratoryjne ścieżki odpowiedzi na ścieżki naprężenia dotyczące odcinków obciążenia po „czasie” 1.0. Etap „prekonsolidacji” ma bowiem za zadanie zapewnić tylko „udokumentowaną” i ujednoliconą historię obciążenia dla potencjalnie różnych próbek.



Rysunek 6.31. Ścieżki naprężenia na głębokości 3.5 m pod poziomem terenu: punkt C w osi fundamentu stopowego oraz w punkt X za ścianą oporową. MES. Model MCC.



Rysunek 6.32. Ścieżki naprężenia w punkcie A w osi fundamentu stopowego na podstawie analizy MES i modeli MCC, CM, EL oraz na podstawie wzorów analitycznych dla półprzestrzeni sprężystej.

7. DOŚWIADCZALNE ŚCIEŻKI ODPOWIEDZI

7.1. WPROWADZENIE

Uzyskane w wyniku analizy numerycznej ścieżki obciążenia (tutaj: naprężenia) powinny być w możliwie wierny sposób odtworzone w odpowiednim badaniu laboratoryjnym. Jak już wspomniano w rozdziale 4 największym problemem w tej materii są ograniczenia aparaturowe, dotyczące nie tylko możliwości konkretnych urządzeń, ale przede wszystkim ich dostępności. Biorąc pod uwagę charakterystykę zmienności kąta Lodego θ, przedstawioną w rozdziale 6.3, symulacja ścieżek naprężenia w punktach leżących w osi fundamentu stopowego jest możliwa w aparacie trójosiowego ściskania z automatycznym sterowaniem ścieżką naprężenia. Odtworzenie jednak stanu naprężenia w punktach leżących poza osią fundamentu stopowego oraz w punktach należących do masywu współdziałającego ze ścianą oporową wymagałoby użycia bardziej zaawansowanych urządzeń. W polskich ośrodkach naukowych brak jest ciągle najbardziej uniwersalnych aparatów HCA, czy komór prawdziwego trójosiowego ściskania. Nowoczesnymi aparatami trójosiowego ściskania wyposażonymi w system automatycznego sterowania dysponuje natomiast tylko kilka laboratoriów. Niestety nie należy do nich laboratorium Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej. W trakcie pracy nad niniejszą rozprawą, autorce udało się uzyskać dostęp do aparatów tego typu w dwóch ośrodkach za granicą. Symulacja ścieżek naprężenia, a co za tym idzie oszacowanie optymalnych wartości parametrów, w punktach E, F, G, leżących pod krawędziami stopy fundamentowej, oraz w punktach X, Y, Z w pobliżu ściany oporowej, była zatem w tych aparatach przeprowadzona z konieczności w sposób przybliżony, przy użyciu metod opisanych w poprzednim rozdziale – tzn. wymuszenia ujemnej wartości dewiatora lub zastosowania jego zmodyfikowanej wartości.

Większość badań laboratoryjnych przedstawionych w rozprawie została wykonana w trakcie sześciomiesięcznego (IV - X.2008) pobytu autorki w Laboratorium Geomechaniki w University of Bristol (UBr) w Wielkiej Brytanii. Praca finansowana była ze środków na naukę w latach 2008 - 2009 przyznanych przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego, jako projekt badawczy nr N N506 368834. Testy uzupełniające przeprowadzono natomiast w University of Massachusetts (UMass) w Amherst w Stanach Zjednoczonych w czasie trzymiesięcznego (I - IV.2009) stypendium ufundowanego przez Fundację Kościuszkowską.

7.2. STOSOWANA APARATURA

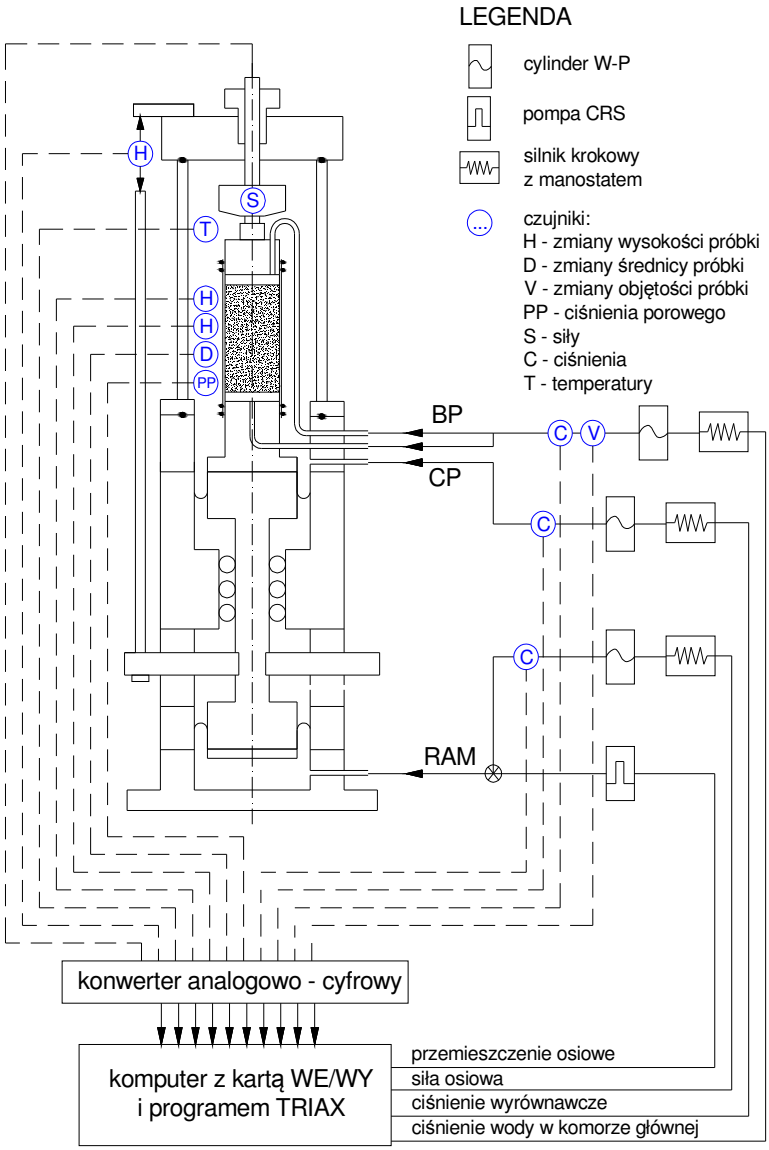
7.2.1. Aparat trójosiowego ściskania z komorą Bishopa - Wesleya

W University of Bristol autorka dysponowała trzema stanowiskami do badań trójosiowych. Składały się one z komór trójosiowego ściskania o konstrukcji Bishopa - Wesleya (1975) (patrz: rozdział 4.7.3. oraz rysunki Z4.5 i Z4.6 w załączniku 4.1), oraz z

systemu sterowania ścieżką naprężenia, opartego na regulatorach ciśnienia, napędzanych silnikiem krokowym. Szkic układu pokazano na rysunku 7.1.

Dwie komory przystosowano do badania próbek o średnicy 75 mm i wysokości 150 mm, natomiast trzecią do próbek o wymiarach odpowiednio 100 mm i 200 mm. Dla porządku oznaczono je symbolami: 75-1, 75-2, 100-1.

W trakcie badania wykorzystywano trzy regulatory kontrolujące odpowiednio ciśnienie wody w komorze głównej (CP - *cell pressure*), ciśnienie tłoka (RAM - *ram pressure*) i ciśnienie wyrównawcze (BP - *back pressure*). Istniała także możliwość zastąpienia regulatora tłoka pompą CRSP (constant rate of strain pump). Wówczas zamiast naprężenia w dolnej komorze można było kontrolować przesuw tłoka, a zatem pionowe odkształcenie próbki. Taka opcja pozwalała na obciążanie próbki w taki sam sposób jak w aparacie trójosiowym typu Bishopa – Henkela (1962).



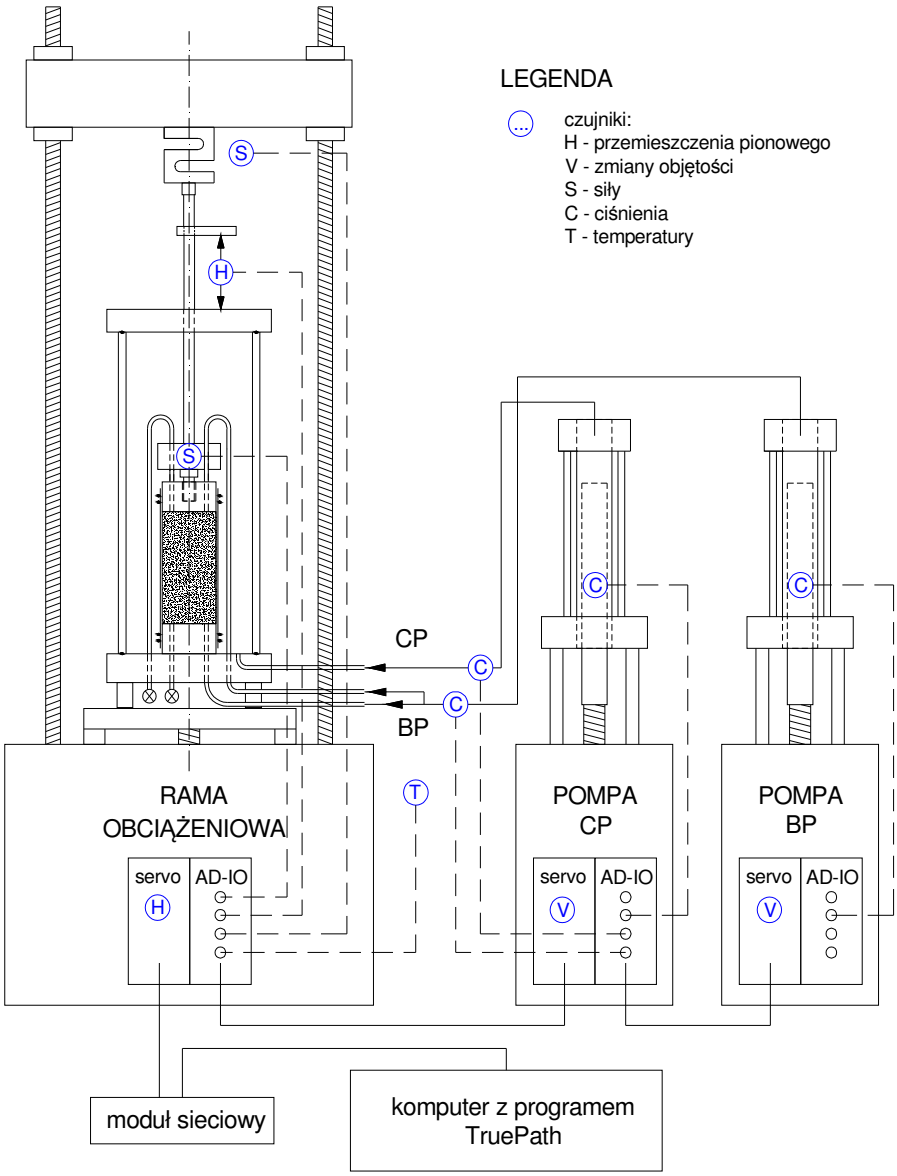
Rysunek 7.1. System kontroli ścieżki naprężenia w University of Bristol

Pełen przebieg badania projektowany był w programie TRIAX, umożliwiającym zadanie do 100 dowolnych, następujących po sobie automatycznie odcinków ścieżki obciążenia.

System kontroli ścieżki naprężenia wraz z czujnikami oraz programem komputerowym opisano w załączniku 7.1.

7.2.2. Aparat trójosiowego ściskania z komorą Bishopa - Henkela

W laboratorium geotechnicznym w University of Massachusetts autorce udostępniono trzy stanowiska GEOTAC, przy czym dwa wykorzystywano do badań trójosiowych w komorach Bishopa - Henkela (patrz: rozdział 4.7.3. oraz rysunki Z4.3 i Z4.4 w załączniku 4.1) a trzecie – do konsolidacji pasty gruntowej. Badano próbki o średnicy 1.4'' i wysokości 2.8'' (3.56 cm x 7.11 cm).



Rysunek 7.2. System kontroli ścieżki naprężenia w University of Massachusetts

System automatycznej kontroli ścieżki naprężenia produkcji GEOTAC składał się z ramy obciążeniowej z komorą Bishopa – Henkela, dwóch pomp regulujących ciśnienie medium w komorze (olej !) oraz ciśnienie wyrównawcze, komputera z portem szeregowym oraz modułu sieciowego, przekazującego sygnały między komputerem a ramą obciążeniową. Szkic układu pokazano na rysunku 7.2.

Do sterowania przebiegiem początkowej fazy badania trójosiowego: obciążenia początkowego i saturacji, służył program TruePath. Dalsze odcinki ścieżki naprężenia musiały być kontrolowane ręcznie poprzez zadanie przyrostu wartości ciśnienia wyrównawczego, ciśnienia w komorze i siły w danym przedziale czasowym. System kontroli ścieżki naprężenia wraz z czujnikami oraz programem komputerowym opisano w załączniku 7.2

7.2.3. Pomiar nadwyżki ciśnienia wody w porach

W celu pełnej kontroli stanu naprężenia, wszystkie testy prowadzono w warunkach z drenażem, dlatego niezwykle istotna była kontrola nadwyżki ciśnienia wody w porach. Oprócz tradycyjnej kontroli ciśnienia wyrównawczego, w badaniach w komorze Bishopa – Wesleya stosowano dodatkowo miniaturowy czujnik ciśnienia wody w porach umieszczony w połowie wysokości próbki (rysunek 7.3).

Rysunek 7.3. Sposób mocowania miniaturowego czujnika ciśnienia wody w porach

Na podstawie testów próbnych ustalono, że prędkość zadawania naprężeń, nie powodująca nadmiernego wzrostu ciśnienia wody w porach w miejscu mocowania czujnika, wynosi 3 kPa/godz. Dzięki elastyczności programu TRIAX we wszystkich testach w komorze Bishopa – Wesleya istniała możliwość zadania dodatkowego warunku narzucającego przerwę w obciążeniu próbki do czasu, gdy różnica między ciśnieniem wyrównawczym a ciśnieniem wody w porach będzie mniejsza niż 5% ciśnienia średniego *p'*. Przyspieszenie procesu konsolidacji uzyskiwane było również dzięki zastosowaniu pionowych pasków filtracyjnych.

W University of Massachusetts autorka nie dysponowała dodatkowym czujnikiem do kontroli nadwyżki ciśnienia wody w porach. Założono jednak, że z uwagi na podobną długość ścieżki drenażu, prędkość obciążenia ustalona w Bristolu będzie odpowiednia również dla próbek badanych w Amherst, mimo rezygnacji z pionowych pasków filtracyjnych. W próbce o średnicy 7.5 cm wyposażonej w boczne paski filtracyjne, najkrótsza długość (radialnej) ścieżki drenażu wynosiła 3.75 cm, podczas gdy w próbce o wysokości 7.11 cm, bez pasków filtracyjnych, było to tylko 3.56 cm (w

kierunku osiowym). Rezygnacja z użycia pionowych pasków filtracyjnych pozwoliła na eliminację (zaskakująco dużej) poprawki z tego tytułu, zniekształcającej przebieg planowanych ścieżek naprężenia w badaniach przeprowadzonych w University of Bristol.

7.2.4. Lokalny pomiar odkształcenia

We współczesnych badaniach trójosiowych lokalny pomiar odkształcenia próbki ma ogromne znaczenie z uwagi na błędy, mogące wystąpić przy pomiarze czujnikami zewnętrznymi (Baldi i in. ,1988). Mają one istotny wpływ szczególnie w przypadku badania tzw. „sztywności małych odkształceń" t.j. od 0.001% do 0.1%. W ciągu już 30 lat stosowania lokalnego pomiaru odkształceń w badaniach trójosiowych powstało wiele rodzajów systemów pomiarowych: m.in. czujniki LVDT (Morgan i Moore, 1968), elastyczna opaska szczękowa (Holubec i Finn, 1969), czujniki zbliżeniowe (Cole, 1978), czujniki inklinometryczne (Burland i Symes, 1982), czujniki wykorzystujące efekt Halla (Clayton i Khatrush, 1986). Zestawienie stosowanego współcześnie oprzyrządowania można znaleźć m.in. w publikacji Scholeya i in. (1995).

W niniejszej rozprawie położono nacisk na oszacowanie wpływu przebiegu ścieżki naprężenia na parametry na podstawie porównania ścieżek odkształcenia nie w zakresie małych deformacji, ale na długości całej ścieżki odpowiedzi. Tymczasem w większości testów odkształcenia uzyskane już na etapie rekonsolidacji, były na tyle duże, że wykorzystywały prawie pełen zakres działania stosowanych czujników lokalnych.

Oprócz tego, do pełnej analizy danych niezbędny byłby pomiar lokalny na wszystkich badanych próbkach, najlepiej przy użyciu tego samego typu czujników. Niestety w University of Bristol autorka dysponowała tylko dwoma kompletami mierników lokalnego pomiaru odkształceń: w komorze 75-2 stosowano czujniki LVDT, a w komorze 100-1 czujniki wykorzystujące efekt Halla. Ich opis można znaleźć w załączniku 7.3. Próbki badane w komorze 75-1 nie były wyposażone w lokalne czujniki przemieszczeń, natomiast laboratorium University of Massachusetts nie dysponowało żadnymi czujnikami lokalnymi. Niestety nawet w przypadku testów, w których stosowano czujniki LVDT lub Halla, kilkukrotnie stwierdzono niewiarygodne odczyty wynikające bądź z ich nieprawidłowego działania, bądź z problemów z poprawnym mocowaniem na próbce w stanie miękkoplastycznym.

Ostatecznie zdecydowano, że optymalizacja wartości parametrów modeli konstytutywnych będzie się odbywać na podstawie odpowiedzi gruntu mierzonej czujnikami zewnętrznymi, a tylko dla porównania przeanalizowany zostanie jeden przypadek ze ścieżką odpowiedzi uzyskaną z użyciem czujników lokalnych.

Bazowanie na odczytach zewnętrznych czujników odkształcenia sprawiło, że dużo większą uwagę przykładano do procedury zakładania próbki w sposób ograniczający występowanie błędów usadowienia i pozycjonowania (np. stosowanie formy do wycięcia i postawienia próbki w aparacie, przyklejenie tłoka przy pomocy kleju epoksydowego). Dokładną procedurę instalacji próbki w aparacie opisano w załączniku 7.7. W redukcji błędów usadowienia pomagała również spoistość badanego gruntu oraz anizotropowa konsolidacja próbki (Germain i Ladd, 1988). Błędy wynikające z podatności aparatu korygowano na podstawie testów na próbkach stalowych (patrz: Bressani, 1995).

7.3. BADANY MATERIAŁ

7.3.1. Wprowadzenie

Grunt naturalnie zalegający w podłożu jest materiałem silnie niejednorodnym, trójfazowym, ze strukturą zależną od procesu jego formowania, a zatem od historii obciążenia. Pobranie wielu identycznych próbek z naturalnie utworzonego masywu gruntowego jest praktycznie niemożliwe, dlatego większość modeli konstytutywnych gruntu (np. MCC) powstawała w geotechnice na bazie badań laboratoryjnych wykonywanych na gruncie rekonstytuowanym.

Celem rekonstytucji próbek w warunkach laboratoryjnych jest wierne odtworzenie warunków panujących w naturalnym podłożu. Niestety skomplikowana, losowa, charakterystyka materiału naturalnego wymusza wprowadzenie pewnych założeń upraszczających odnośnie sposobu przygotowania próbek i ich obciążania.

Zachowanie się gruntu w ogromnej mierze zależy od historii jego obciążenia, rozumianej przede wszystkim jako maksymalne zadane obciążenie, dlatego podstawowym zadaniem rekonstytucji jest obciążenie próbki naprężeniem prekonsolidującym. Z uwagi na fakt, że zadawanie obciążenia anizotropowego w konwencjonalnym aparacie trójosiowym bez automatycznego sterowania ścieżką naprężenia jest niemożliwe, prekonsolidacja podłoża była często symulowana za pomocą ciśnienia w komorze o odpowiedniej wartości. Na podstawie wyników badań na tak przygotowanych próbkach oparto m.in. teorię stanu krytycznego. Późniejszy rozwój aparatury badawczej, w tym szczególnie skonstruowanie aparatu trójosiowego ze sterowaniem ścieżką naprężenia, unaocznił fakt, że zachowania gruntów obciążonych izotropowo i anizotropowo są różne. Z badań próbek o tzw. nienaruszonej strukturze, wynika się, że powierzchnia plastyczności oraz powierzchnia potencjału nie są w przestrzeni niezmienników p' - q zorientowane równolegle do osi p', lecz raczej do linii K_0. Oznacza to nachylenie odpowiadające obciążeniu anizotropowemu w warunkach edometrycznych. Zjawisko to zostało uwzględnione np. w modelach o nachylonej powierzchni plastyczności (patrz: rozdział 2.2).

Duży wpływ na zachowanie się naturalnego gruntu ma również jego struktura, która jest praktycznie niemożliwa do odtworzenia w warunkach laboratoryjnych. Próbki wykonane z pasty gruntowej a następnie skonsolidowane w warunkach edometrycznych wykazują uporządkowaną strukturę sedymentacyjną różniącą się od bardziej chaotycznej struktury w próbkach naturalnych (Cotecchia i Chandler, 1997). Należy więc odróżnić parametry uzyskane na podstawie badań próbek naturalnych od parametrów uzyskanych z testowania próbek rekonstytuowanych. Burland (1990) wprowadził pojęcie „podstawowych właściwości gruntu" (*intrinsic properties*) uzyskiwanych z pasty przygotowanej bez wstępnego suszenia z gruntu naturalnego o wilgotności w granicach 1.0 – 1.5 w_L (najlepiej 1.25 w_L) i konsolidowanej w warunkach jednoosiowych. Właśnie taki sposób przygotowania próbek nazwał **rekonstytucją**, a powstającą w jego wyniku strukturę – strukturą rekonstytuowaną (*reconstituted*), dodając tym samym piąty typ struktury do wcześniej zdefiniowanych przez Leroueila i in. (1985): nienaruszonej (*intact*), naruszonej (*destructured*), przerobionej (*remoulded*) i resedymentowanej (*resedimented*) Cechy próbek rekonstytuowanych nie są zależne od początkowego naturalnego stanu gruntu. Fearon i Coop (2000) zauważyli, że wpływ na granicę płynności, odkształcalność oraz charakterystykę ścinania ma nie tylko

wilgotność początkowa pasty, ale również energia włożona w rozdrobnienie materiału. Stan próbek wykonanych z pasty zmielonej w maszynce może znajdować się poza powierzchnią stanu granicznego wyznaczoną na podstawie „podstawowych właściwości gruntu”. Zatem im mniejsza ilość energii włożonej w przygotowanie pasty, tym mniejszy jest stopień zniszczenia naturalnych zbiorów cząstek istniejących ciągle w paście gruntowej mimo, wydawałoby się, niszczącego sposobu jej przygotowania.

Z uwagi na brak dostępności próbek o nienaruszonej strukturze, które mogłyby reprezentować rzeczywiste podłoże rozważanych budowli geotechnicznych, oraz konieczność wykonania badań na próbkach o znanej historii, zdecydowano, że badania laboratoryjne na potrzeby niniejszej rozprawy będą wykonane na próbkach gruntu przygotowanych w warunkach laboratoryjnych. Rekonstytucja odbywała się w dwóch etapach:

a) konsolidacja pasty gruntowej w konsolidometrze,
b) rekonsolidacja gotowej próbki w aparacie trójosiowym zgodnie ze ścieżką naprężenia wyznaczoną w programie MES dla etapu prekonsolidacji („czas” 0 – 1.0).

Wielkość naprężenia konsolidującego pastę gruntową (150 kPa) w etapie *a)*, a co za tym idzie, obciążenia w analizie MES, ustalono na podstawie wstępnych testów w małych rurach konsolidometrycznych, jako wartość minimalną umożliwiającą przygotowanie próbki o stanie umożliwiającym jej założenie w aparacie trójosiowym. Sukolrat (2006) zauważył, że wartość naprężenia prekonsolidującego sprawdzona w edometrze metodą Casagrande’a (1936) na próbkach wyciętych z pasty obciążonej w konsolidometrze rurowym może być mniejsza od rzeczywiście zadanego nawet o 50%. Potwierdzają to badania autorki – patrz: załącznik 7.4. Dlatego symulacja pełnej historii obciążenia wymaga ponownej rekonsolidacji próbek w etapie *b)* do wymaganej wartości naprężenia pionowego, tym bardziej, że przebieg ścieżek naprężenia uzyskanych na bazie kalibrowanych modeli konstytutywnych odbiega od warunków jednoosiowych, istniejących w konsolidometrze.

7.3.2. Specyfikacja techniczna materiału

Materiałem użytym do przeprowadzenia wszystkich badań laboratoryjnych i jednocześnie symulującym podłoże analizowanych przypadków współdziałania budowli z podłożem, był kaolin o nazwie handlowej *Speswhite*. Jest on materiałem naturalnym, wydobywanym w Kornwalii przez Imerys Minerals Ltd., i sprzedawanym w postaci sproszkowanej. Materiał ten, zwany również chińską glinką, składa się z kaolinu oraz śladowych ilości kwarcu (do 1%) i miki. Jego podstawowe parametry fizyczne podano w tabeli 7.1. Załącznik 7.5 zawiera kartę produktu oraz porównawcze dane literaturowe.

Kaolin jest jednym z częściej stosowanych materiałów w modelowych badaniach geotechnicznych (m.in. Steenfelt i in., 1981; Al-Tabbaa, 1987; de Santa Maria, 1988; Newson, 1998; Newson i in., 2002; Lin i Penumadu, 2005). Jest to materiał stosunkowo łatwo dostępny i charakteryzuje się wysokim, jak na ił, współczynnikiem wodoprzepuszczalności ($k \approx 3*10^{-9}$ m/s), co jest cechą szczególnie przydatną w badaniach z drenażem.

Tabela 7.1. Parametry fizyczne kaolinu Speswhite

cecha	*symbol*	*wartość*	
zawartość frakcji iłowej (do 2 μm)	f_i	80	%
zawartość frakcji pyłowej (2-10 μm)	$f\pi$	20	%
powierzchnia właściwa	A	14	m^2/g
gęstość właściwa	ρ_s	2.6	g/cm^3
granica plastyczności	w_p	32	%
granica płynności	w_L	75	%
wskaźnik plastyczności	I_p	44	%
współczynnik wodoprzepuszczalności	k	$3*10^{-9} – 1*10^{-8}$	m/s

7.3.3. Przygotowanie i konsolidacja pasty gruntowej

Proszek kaolinowy mieszany był z wodą z sieci wodociągowej w takiej ilości, aby uzyskać wilgotność ok. 100%, odpowiadającą 1.3 w_L i pozwalającą na uzyskanie parametrów podstawowych (*intrinsic*) zgodnie z definicją Burlanda (1990).

W University of Bristol autorka miała do dyspozycji mieszalnik w postaci robota przemysłowego, miskę próżniową oraz dwa konsolidometry rurowe. Ich konstrukcję opisano w załączniku 7.6. Mieszanka była miksowana do uzyskania jednolitej „aksamitnej" konsystencji. Przed umieszczeniem pasty w rurze konsolidometrycznej odpowietrzano ją w misce próżniowej, do czasu aż na powierzchni przestawały pojawiać się nowe bańki powietrza. Dzięki tej metodzie uzyskiwano próbki o gładkich ściankach bez widocznych niejednorodności. Pasta konsolidowała pod obciążeniem 150 kPa do czasu, gdy zanotowano brak przesuwu górnego tłoczyska w ciągu kolejnej doby. W rurze o średnicy 75 mm trwało to ok. 7 dni a przy średnicy 97.5 mm – 12 dni. Średnie odkształcenie objętościowe pasty po konsolidacji wynosiło 34%. Tak przygotowane próbki były następnie wypychane z rur przy użyciu prasy z siłownikiem hydraulicznym i przycinane do odpowiednich rozmiarów. W wypadku przygotowywania próbki o średnicy 75 mm z większej rury, była ona wycinana przy użyciu zaostrzonego pierścienia edometrycznego.

Wilgotność próbek po konsolidacji a przed założeniem do aparatu trójosiowego wynosiła średnio 53 ± 3%, co odpowiada stanowi na granicy plastycznego i miękkoplastycznego. Stwierdzono, że wilgotność gruntu była różna w zależności od miejsca pobrania próbki. W środku tuby wilgotność była często większa nawet o 5% w stosunku do wilgotności bezpośrednio przy jej ściankach. Brak jednorodności jest prawdopodobnie wynikiem tarcia między tubą i tłoczyskiem. Potwierdzeniem tego faktu może być charakterystyczny wklęsły kształt powierzchni przełamu obserwowany na wysuszonych próbkach już po zakończeniu badania, szczególnie wyraźny na próbkach wykonanych w tubie o średnicy 75 mm (rysunek 7.4). Podobne obserwacje poczynili Marquez i in. (2006).

Wspomniana anizotropia nie występowała w próbkach badanych w University of Massachusetts, gdzie pasta gruntowa konsolidowała w specjalnie przygotowanym aparacie, nazywanym dalej konsolidometrem komorowym. Urządzenie opisano w załączniku 7.6. Z powodu braku mieszalnika i urządzenia próżniowego, składniki pasty

o wilgotności 100% mieszano ręcznie i wkładano bezpośrednio do komory konsolidometru. Dzięki możliwości ciągłego zapisu zadawanej siły i przemieszczenia tłoka, informacje uzyskane z konsolidacji mogły posłużyć do oszacowania wstępnych parametrów w zakresie normalnej konsolidacji (testy SED AM 1-5 w załączniku 6.1).

Obciążenie zwiększano stopniowo do wartości 150 kPa, w ośmiu krokach co ok. 24 godz.

Tak przygotowaną pastę dzielono na cztery części i po zalakowaniu, przy użyciu wosku i folii spożywczej, przechowywano w pomieszczeniu o stałej temperaturze i wilgotności. Bezpośrednio przed rozpoczęciem testu, próbkę wycinano przy użyciu obrotowego uchwytu i struny (patrz: rysunek Z7.10 w załączniku 7.6).

Rysunek 7.4. Powierzchnie zlustrzeń na próbce wykonanej w konsolidometrze rurowym o śr. 75 mm, po badaniu w aparacie trójosiowym i wysuszeniu

7.3.4. Procedura zakładania próbki do aparatu trójosiowego

Wypracowano jednolitą procedurę zakładania próbek do aparatu trójosiowego, pozwalającą zminimalizować błędy usadowienia i pozycjonowania. Przedstawiono ją wraz z ilustracjami w załączniku 7.7 w postaci uogólnionych instrukcji, osobno dla testów w UBr i UMass.

7.3.5. Saturacja

Wybrane do kalibracji modele zakładają dwufazową budowę gruntu, z pominięciem składnika lotnego. Celem dostosowania sposobu przygotowania próbki do tego założenia, wszystkie próbki były nasączane przed właściwym badaniem.

Dzięki preparowaniu próbek z płynnej i odpowietrzonej pasty, ich stopień nasycenia był na tyle wysoki, że proces saturacji przeprowadzany następnie w komorze trójosiowej nie nastręczał większych trudności. Próbki nasączano metodą znaną już z lat 60-tych ubiegłego wieku (m.in. Lowe i Johnson, 1960; Bishop i Henkel, 1962) polegającą na stosowaniu ciśnienia wyrównawczego o takiej wartości, przy której następuje rozpuszczenie powietrza znajdującego się w porach gruntu w otaczającej go wodzie. Na etapie nasączania zwiększano jednocześnie ciśnienie wyrównawcze i ciśnienie wody w komorze z prędkością ok. 25 kPa/godz. zachowując tym samym niezmienną wartość naprężenia efektywnego. W celu uniknięcia utraty kontaktu między próbką a ogniwem obciążnikowym, w trakcie nasączania utrzymywano stałą wartość naprężenia dewiatorowego q na poziomie 0.5 – 1.0 kPa. Stopień saturacji sprawdzano po przynajmniej 10 godzinnej konsolidacji w warunkach zwiększonego ciśnienia wyrównawczego, korzystając ze wzoru Skemptona (1954):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)], \tag{7.1}$$

w którym B jest parametrem, dobrze skorelowanym ze stopniem nasycenia. W całkowicie nasyconej próbce izotropowe obciążenie ciśnieniem medium w komorze ($\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_1$) powinno skutkować zmianą wartości ciśnienia porowego Δu o tej samej wartości, dając wartość współczynnika $B = 1.0$.

W trakcie tego testu podnoszono wartość ciśnienia w komorze o 20 kPa, utrzymując niezmienną wartość dewiatora naprężenia q, i odczytywano wzrastającą wartość ciśnienia wyrównawczego oraz ew. ciśnienia wody w porach w połowie wysokości próbki. Do obliczenia współczynnika Skemptona stosowano wartości ciśnienia, ustabilizowane po ok. 1 min od zakończenia procesu obciążania.

Za satysfakcjonującą uznawano wartość parametru Skemptona na poziomie $B = 0.97$, co, zgodnie z badaniami Blacka i Lee (1973), odpowiada dla gruntów średnich (zagęszczone pyły i gliny oraz lekko prekonsolidowane gliny) wartości stopnia nasycenia $S_r = 99.7\%$. Wartość tą osiągano przy ciśnieniu wyrównawczym 230 kPa w próbkach o średnicy 36 i 75 mm oraz 330 kPa w próbkach o średnicy 97.5 mm. W UBr po zakończeniu kontroli nasycenia podnoszono wartość ciśnienia wyrównawczego w cylindrze W-P, utrzymując w dalszej części badania trójosiowego ciśnienie wyrównawcze na poziomie odpowiednio 250 kPa i 350 kPa. W UMass sprawdzanie parametru Skemptona należało do zautomatyzowanej części badania i kończyło się spadkiem ciśnienia w komorze, a co za tym idzie - także ciśnienia wody w porach, do pierwotnej wartości, dlatego już w trakcie saturacji stosowano ciśnienie wyrównawcze o wartości 250 kPa.

Z uwagi na fakt, że w trakcie nasączania wartość naprężeń efektywnych pozostaje bez zmian, zakłada się, że nie następuje również zmiana odkształcenia objętościowego próbki inna, niż na skutek konsolidacji lub pęcznienia. Objętość wody wpływającej do próbki mierzona w objętościomierzu, nie może być traktowana jako zmiana jej objętości, jest to bowiem woda wypełniająca wolne przestrzenie porowe w próbce, jak również nasączająca kamienie porowe i przewody. Dlatego ewentualna zmiana objętości w trakcie saturacji ΔV_{sat}, w wypadku braku lokalnego pomiaru deformacji próbki, może być obliczona w sposób przybliżony na podstawie wzoru:

$$\Delta V_{sat} = 3V_0\left(\frac{\Delta H_{sat}}{H_0}\right), \tag{7.2}$$

gdzie: H_{sat} – pomierzona zmiana wysokości próbki w trakcie saturacji, w którym zakłada się, że materiał jest izotropowy.

7.3.6. Rekonsolidacja w aparacie trójosiowym

Rekonsolidacja próbek w aparacie trójosiowym stanowiła właściwie część badania ze sterowaną ścieżką naprężenia o przebiegu wynikającym z analizy numerycznej danego zagadnienia brzegowego. Próbki obciążano z prędkością 3 kPa/godz., przy czym po osiągnięciu stanu naprężenia odpowiadającego pełnemu obciążeniu prekonsolidującemu („czas”: 0.5 w analizie numerycznej), utrzymywano go

do czasu ustabilizowania się ewentualnej nadwyżki ciśnienia wody w porach oraz zmian objętości (< 0.02 cm^3/godz.), co następowało po ok. 15 godz. Odciążanie (do naprężenia odpowiadającego „czasowi" 1.0) przeprowadzano z tą samą prędkością, pozwalając również na zakończenie procesu konsolidacji przed rozpoczęciem właściwej ścieżki obciążenia.

Przebieg przykładowej rekonsolidacji przedstawiono na w załączniku 7.8.

7.4. WYNIKI SYMULACJI ŚCIEŻEK NAPRĘŻENIA

Po etapie rekonsolidacji przystępowano do właściwego badania symulującego zmiany naprężenia efektywnego w danym punkcie wskutek obciążenia fundamentu stopowego lub ściany oporowej. Założono w sumie 40 próbek, z czego, na skutek różnorodnych problemów technicznych, pomyślnie udało się przeprowadzić 24 testy. Wszystkie zostały wykorzystane do dalszej analizy optymalizacyjnej. Ich listę przedstawia tabela 7.2. Nazwa każdego badania składa się z trzech członów, np. A AM 7, oznaczających kolejno: literę reprezentowanego punktu w masywie gruntowym współpracującym z konstrukcją, miejsce wykonania badania (a tym samym typ komory): AM = Amherst, BR = Bristol oraz numer testu. Zadane ścieżki naprężenia p' - q oraz ścieżki odpowiedzi: w „układzie uzupełniającym" ε_s - ε_{vol} oraz „układach pośrednich": q - ε_s oraz p' - ε_{vol}, pokazano na rysunkach 7.5 – 7.11. Uwzględniono podstawowe poprawki wymagane w badaniach trójosiowych, a dotyczące zmiany pola przekroju próbki, sztywności membrany oraz pasków filtracyjnych (patrz: załącznik 7.9). Odczyty zewnętrznych czujników przemieszczenia korygowano na podstawie testów podatności aparatu, wykonanych na próbkach stalowych.

Przedstawiono różne kombinacje wyników uzyskanych jako odpowiedź doświadczalna na ścieżki naprężenia, wyznaczone w analizie MES z użyciem modelu MCC: osobno dla punktów w osi fundamentu stopowego (rysunek 7.5), dla punktów leżących na jednej głębokości, lecz w różnych miejscach, pod podstawą fundamentu stopowego (rysunek 7.6) oraz punktów należących do masywu gruntowego za ścianą oporową (rysunek 7.7). Porównano odpowiedzi na ścieżki obciążenia, wyznaczone w punkcie A przy użyciu różnych modeli konstytutywnych (rysunek 7.8). Zestawiono również wyniki dla ścieżek naprężenia, symulowanych z użyciem zmodyfikowanej wartości dewiatora naprężenia (rysunki 7.9 i 7.10). Przedstawiono także przykład porównania odpowiedzi gruntu, mierzonej czujnikami lokalnymi i zewnętrznymi oraz z użyciem odkształceń objętościowych obliczonych na podstawie odcieku wody i wzoru niezmienników (rysunek 7.11).

Niestety tylko na 6 próbkach udało się zrealizować pełny przebieg planowanej ścieżki naprężenia (tj. do „czasu" t_{max} = 5.0 w przypadku stopy fundamentowej i 4.0 w przypadku ściany oporowej). Głównym problemem w komorze Bishopa – Wesleya w tej kwestii było ograniczenie przesuwu tłoka uniemożliwiające kontynuację odkształcenia osiowego (badania: A BR 11, C BR 13, C BR 31, G BR 12) lub przeciek wody pod membranę w miejscu mocowania lokalnych czujników przemieszczenia (badania: B BR 19, C BR 30, F BR 27 i Z BR 22).

Tabela 7.2. Zestawienie próbek przeznaczonych do analizy metodą ścieżek obciążenia

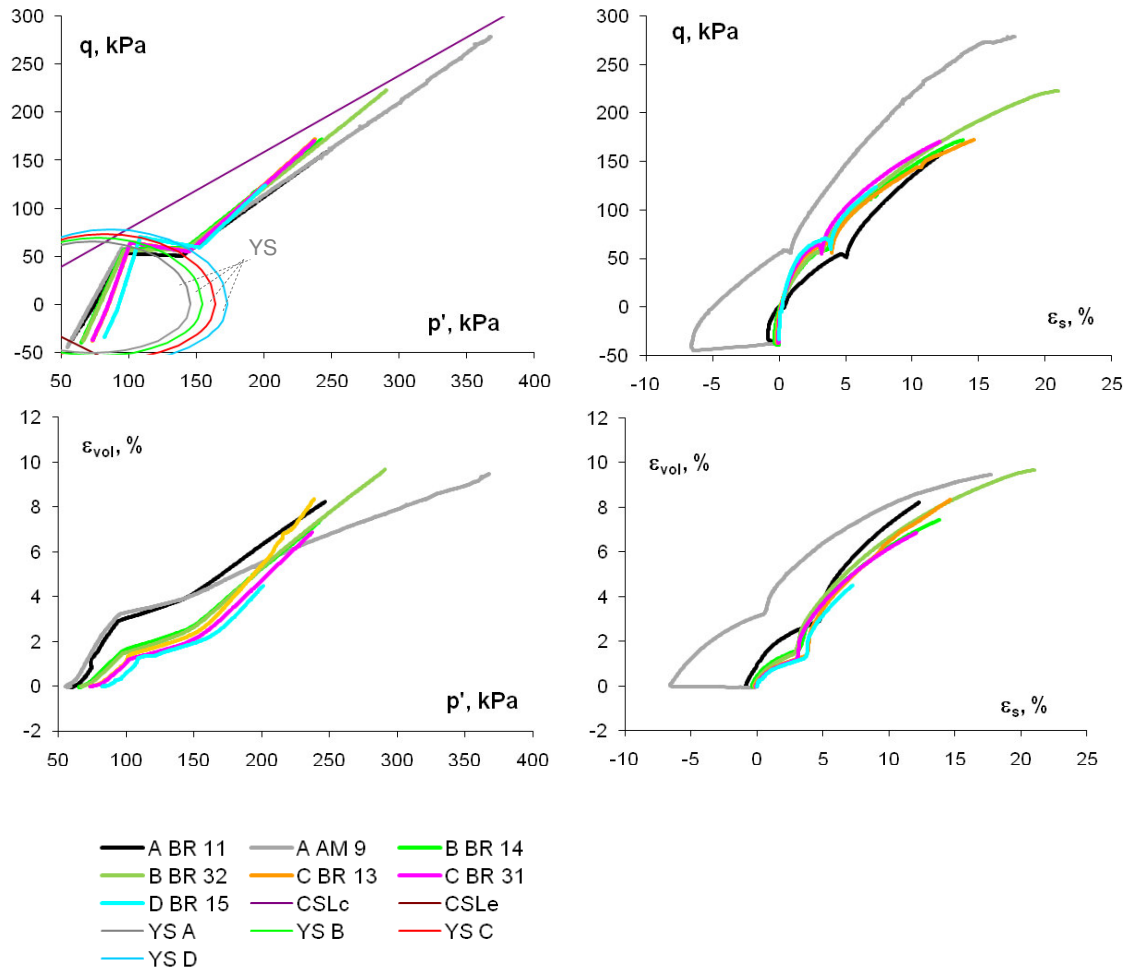
Lp.	nazwa próbki	przyp.	reprez punkt	model konst.	w_0 %	q_{neg}	q_{mod}	t_{max}	komora	czujn. lok. V1	czujn. lok. V2	czujn. lok. R	uwagi / problemy	początek badania	koniec badania
1	A AM 3	ST	A	EL	53.6	NIE	NIE	3.41	1	-	-	-	próbka osiągnęła stan graniczny	09-01-23	09-01-31
2	A AM 7	ST	A	półprz.	53.8	TAK	NIE	4.46	1	-	-	-	próbka osiągnęła stan graniczny	09-02-24	09-03-03
3	A BR 11	ST	A	MCC	53.6	TAK	NIE	4.15	75-2	-	0	-	ograniczenie przemieszczenia tłoka, problem z kontrolą CRSP – nie osiągnięto q_{min}	08-06-12	08-06-24
4	A AM 9	ST	A	MCC	53.1	TAK	NIE	4.47	1	-	-	-	próbka osiągnęła stan graniczny, powtórka testu A BR 11	09-03-03	09-03-19
5	B BR 14	ST	B	MCC	56.1	TAK	NIE	4.46	100-1	-	+	-	próbka osiągnęła stan graniczny	08-06-25	08-06-06
6	B BR 32	ST	B	MCC	53.2	TAK	NIE	4.74	100-1	0	0	-	próbka osiągnęła stan graniczny, powtórka testu B BR 14	08-09-24	08-10-06
7	B BR 19	ST	B	MCC	50.6	NIE	TAK	4.11	100-1	0	0	0	rozszczelnienie membrany	08-07-16	08-08-01
8	C BR 13	ST	C	MCC	55.7	TAK	NIE	4.93	75-2	0	0	0	ograniczenie przemieszczenia tłoka	08-06-26	08-07-08
9	C BR 31	ST	C	MCC	53.4	TAK	NIE	4.94	75-2	0	0	-	ograniczenie przemieszczenia tłoka, powtórka testu C BR 13	08-09-22	08-10-04
10	C BR 30	ST	C	MCC	51.7	NIE	TAK	4.31	75-2	+	+	-	rozszczelnienie membrany	08-09-02	08-09-12
11	D BR 15	ST	D	MCC	54.2	TAK	NIE	5.00	75-1	-	-	-	-	08-06-30	08-07-13
12	D BR 29	ST	D	MCC	52.8	NIE	TAK	5.00	75-1	-	-	-	uszkodzenie czujnika PP	08-08-30	08-09-21

Tabela 7.2. c.d. Zestawienie próbek przeznaczonych do analizy metodą ścieżek obciążenia

Lp.	nazwa próbki	przyp.	reprez punkt	model konst.	w_0 %	q_{neg}	q_{mod}	t_{max}	komora	czujn. lok. V1	czujn. lok. V2	czujn. lok. R	uwagi / problemy	początek badania	koniec badania
13	E BR 20	ST	E	MCC	54.6	TAK	NIE	4.52	75-1	-	-	-	uszkodzenie czujnika PP	08-07-21	08-08-01
14	E BR 23	ST	E	MCC	53.3	TAK	NIE	4.69	75-1	-	-	-	uszkodzenie czujnika PP, powtórka testu E BR 20	08-08-01	08-08-18
15	E AM 12	ST	E	MCC	52.9	NIE	TAK	4.95	3	-	-	-	próbka osiągnęła stan graniczny	09-03-18	09-03-29
16	F BR 17	ST	F	MCC	52.8	TAK	NIE	4.43	75-2	0	+	-	odchylenie od ścieżki naprężenia na etapie rekonsolidacji z powodu awarii zasilania	08-07-09	08-07-25
17	F BR 24	ST	F	MCC	54.0	TAK	NIE	4.43	75-2	0	0	+	powtórka testu F BR 17	08-08-11	08-08-23
18	F BR 27	ST	F	MCC	54.1	NIE	TAK	3.95	75-2	+	+	+	rozszczelnienie membrany	08-08-23	08-09-02
19	G BR 12	ST	G	MCC	53.3	TAK	NIE	4.77	75-1	-	-	-	ograniczenie przemieszczenia tłoka	08-06-20	08-06-30
20	G AM 13	ST	G	MCC	53.6	TAK	NIE	5.00	1	-	-		powtórka testu G BR 12	09-03-19	09-03-30
21	X BR 26	ŚC	X	MCC	52.2	NIE	TAK	4.00	100-1	0	0	+	-	08-09-01	08-09-21
22	Y BR 28	ŚC	Y	MCC	53.2	NIE	TAK	4.00	100-1	+	+	+	-	08-08-16	08-09-01
23	Z BR 22	ŚC	Z	MCC	53.4	NIE	TAK	2.35	100-1	0	0	+	rozszczelnienie membrany	08-08-02	08-08-15
24	Z AM 4	ŚC	Z	MCC	53.5	NIE	TAK	4.00	1	-	-	-	powtórka testu Z BR 22	09-01-31	09-02-13

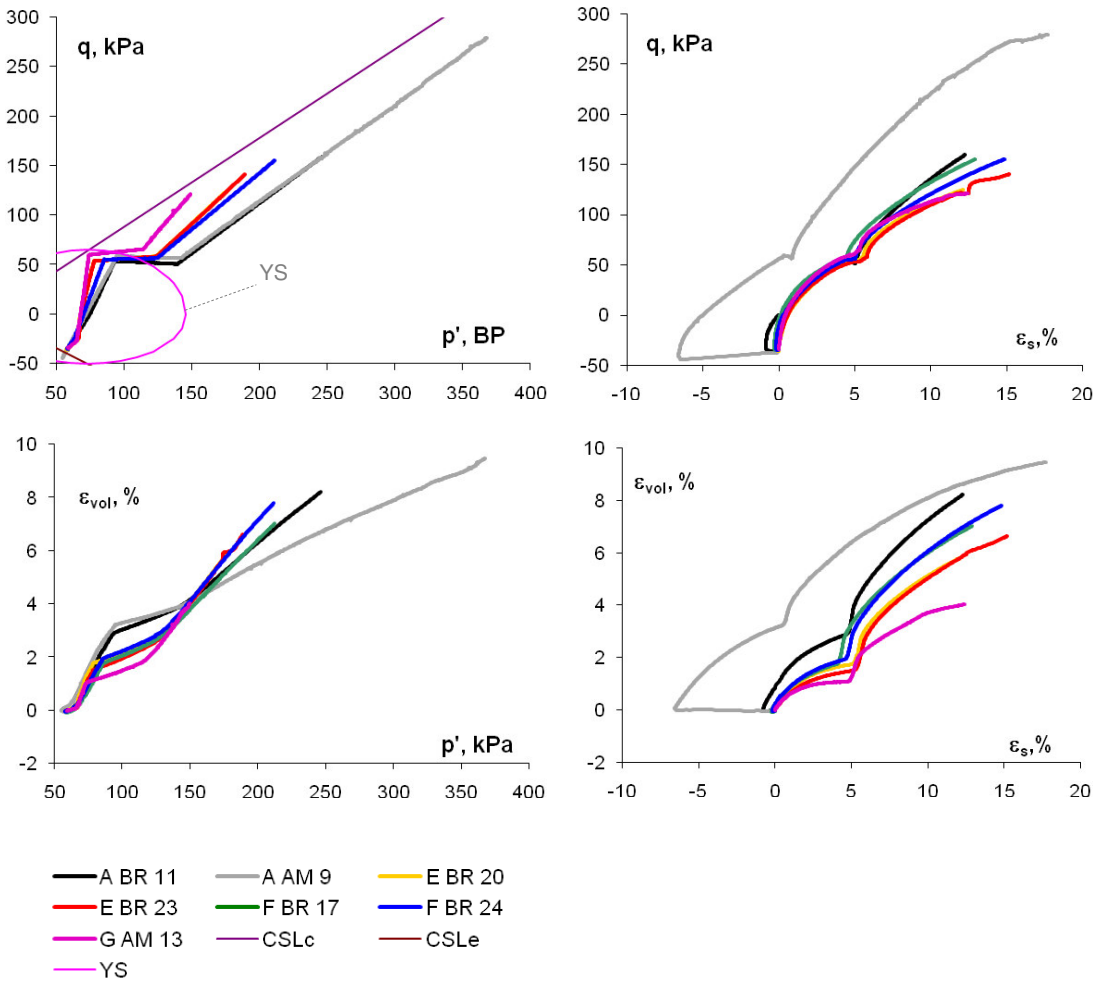
LEGENDA:

ST – fundament stopowy, ŚC – ściana oporowa; w_0 – wilgotność próbki na początku testu w TA, q_{neg} – test z rozciąganiem, q_{mod} – ścieżka ze zmodyfikowaną wartością dewiatora; t_{max} – „czas” z analizy numerycznej, dla którego stan naprężenia odpowiada maksymalnemu osiągniętemu w badaniu; czujn. lok. - lokalny pomiar odkształcenia próbki: V1 i V2 – odkształcenie osiowe, R – radialne; „-„ – brak pomiaru, „0” – czujnik osiągnął swój max zakres w trakcie badania, „+” – pomiar w ciągu całego badania.



Rysunek 7.5. Doświadczalne ścieżki obciążenia i odpowiedzi. Punkty A, B, C, D w osi fundamentu stopowego. Model MCC. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.

W czterech przypadkach próbka osiągnęła stan graniczny po tzw. „stronie mokrej" (w stanie normalnej konsolidacji), wcześniej niż wynikało to z przyjętej w obliczeniach MES wartości parametru M. Może świadczyć to o przyjęciu zawyżonej wartości tego parametru (testy A AM 9, B BR 14, B BR 32 i E AM 12). Zniszczenie materiału nastąpiło również w obu testach symulujących ścieżki wyznaczone z użyciem modelu sprężystego (A AM 3 i A AM 7), przy czym miało to miejsce po tzw. „stronie suchej" zgodnie z nomenklaturą teorii stanu krytycznego. To dowodzi z kolei, że w tym zakresie naprężeń rozmiar powierzchni plastyczności jest zbyt duży. Potwierdzeniem tego faktu jest stan bliski zniszczeniu (gwałtowny przyrost odkształceń postaciowych) możliwy do zaobserwowania w badaniach Z AM 4 (rysunek 7.7), gdy ścieżka naprężenia zbliża się do linii stanu krytycznego od strony wnętrza powierzchni plastyczności. W obciążanej tą samą ścieżką próbce Z BR 22 (rysunek 7.7) nastąpiło w tym miejscu wręcz zniszczenie materiału, jednak wpływ na nie mogło mieć również uszkodzenie membrany. Innym przykładem jest test A AM 9 (rysunki 7.5 i 7.8), w którym stan bliski granicznemu występuje, gdy ścieżka naprężenia osiąga minimalną planowaną wartość dewiatora przy rozciąganiu, nieznacznie tylko przekraczając linię stanu krytycznego. Można zauważyć, że znacznie mniejsze ujemne odkształcenia

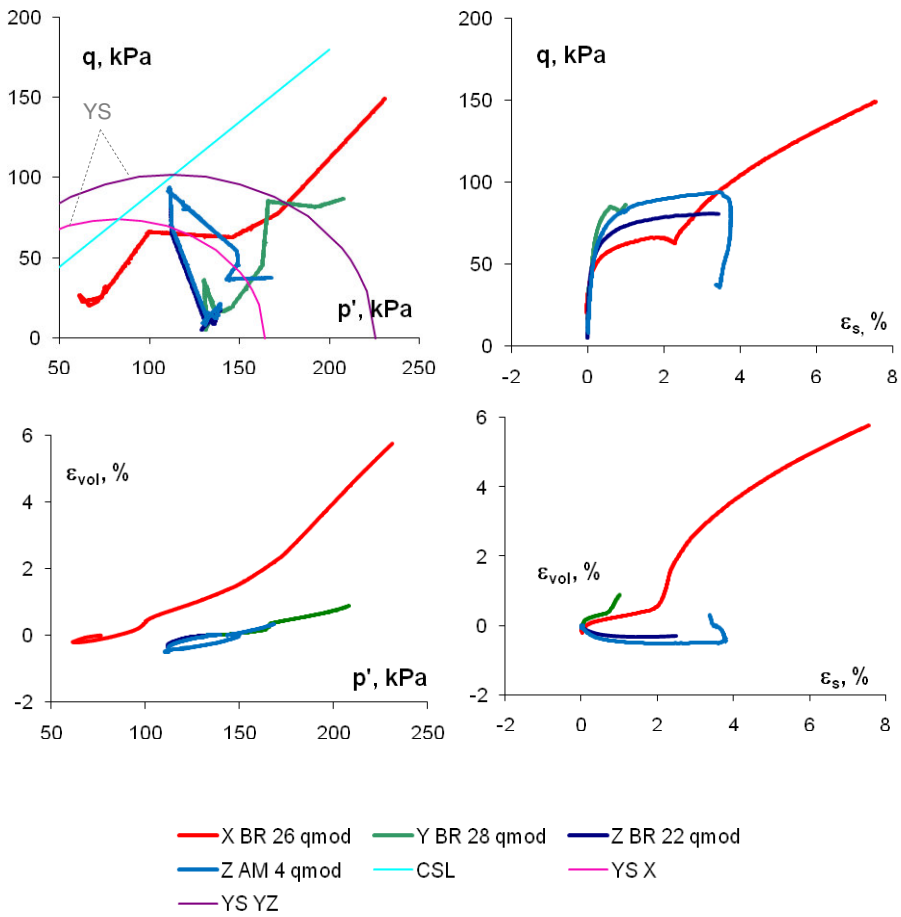


Rysunek 7.6. Doświadczalne ścieżki obciążenia i odpowiedzi. Punkty A, E, F, G – na jednej głębokości pod podstawą fundamentu stopowego. Model MCC. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.

postaciowe wystąpiły w próbce A BR 11 (rysunek 7.5), mimo, że zakładany przebieg ścieżki naprężenia był taki sam. W tym badaniu jednak nie udało się osiągnąć żądanej minimalnej wartości dewiatora z uwagi na ograniczenie przesuwu tłoka.

Warto też zwrócić uwagę na fakt, że przed zniszczeniem w próbkach A AM 3 i A AM 7 zaobserwowano niewielką dylatancję, charakterystyczną dla gruntów prekonsolidowanych.

Na podstawie analizy wyników można stwierdzić, że badany materiał charakteryzuje się wysoką plastycznością (znacznymi odkształceniami trwałymi) w całym przedziale odkształceń. Jego zachowanie w stanie naprężenia mieszczącym się nawet wewnątrz powierzchni plastyczności modelu MCC (oznaczonej na rysunkach jako YS) jest wysoce nieliniowe, co stoi w sprzeczności z zakładaną tam w MCC liniową sprężystością.



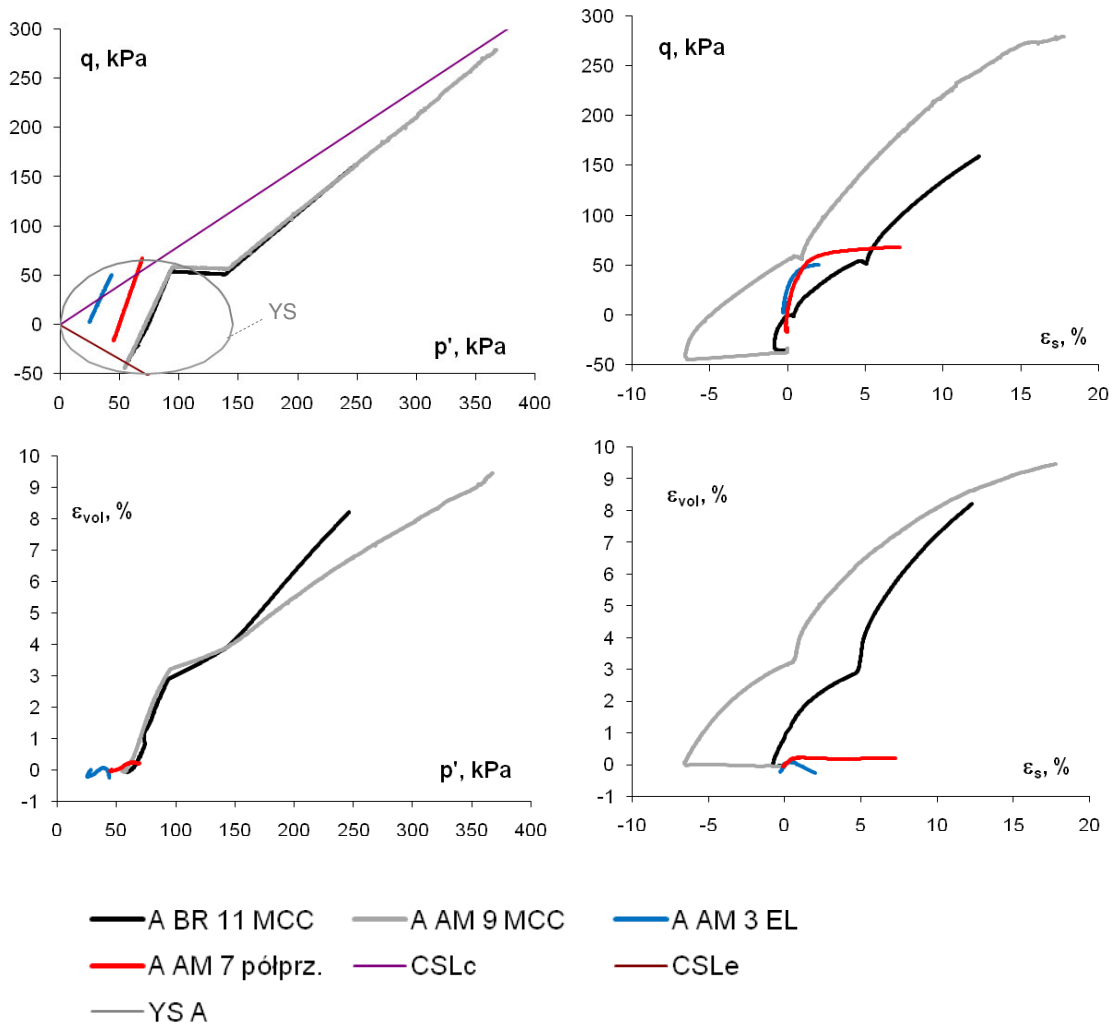
Rysunek 7.7. Doświadczalne ścieżki obciążenia i odpowiedzi. Punkty X, Y, Z masywu współpracującego ze ścianą oporową. Model MCC. Zmodyfikowana wartość dewiatora naprężenia. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.

Próbki, reprezentujące punkty leżące w osi fundamentu stopowego (rysunek 7.5), poza wspomnianym punktem A, charakteryzowały się bardzo zbliżonym przebiegiem ścieżki odpowiedzi ε_s – ε_{vol}. Wyraźnie różne, zależne od nachylenia ścieżki *p' – q* były natomiast odkształcenia objętościowe w próbkach symulujących punkty E, F, G (rysunek 7.6).

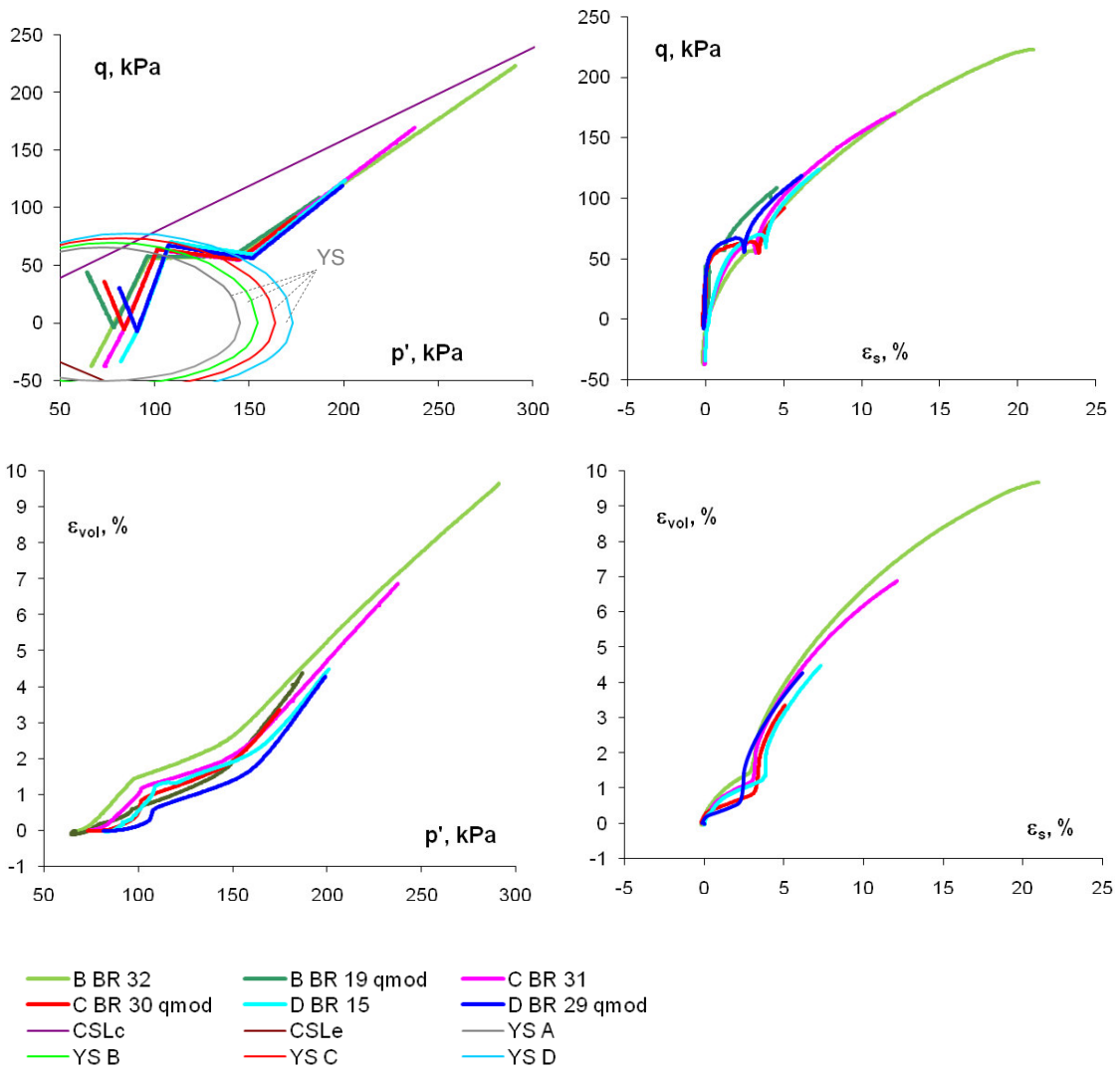
Ciekawie przedstawia się porównanie odpowiedzi na ścieżki naprężenia wyznaczone ze „zwykłą" oraz zmodyfikowaną wartością dewiatora (rysunki 7.9 i 7.10). Wyraźnie zaznacza się wpływ wzrostu sztywności gruntu przy ostrej zmianie kierunku ścieżki naprężenia, kiedy ta „odbija się" od osi hydrostatycznej.

Lokalny pomiar przemieszczeń (rysunek 7.11) skutkuje z reguły wyższymi wartościami odkształceń postaciowych niż pomiar czujnikami zewnętrznymi, szczególnie przy odkształceniach osiowych większych niż 4% i w stanie naprężenia bliskim granicznemu. W przypadku odkształceń mniejszych, dla celu niniejszej rozprawy, można uznać oba sposoby pomiaru za porównywalne.

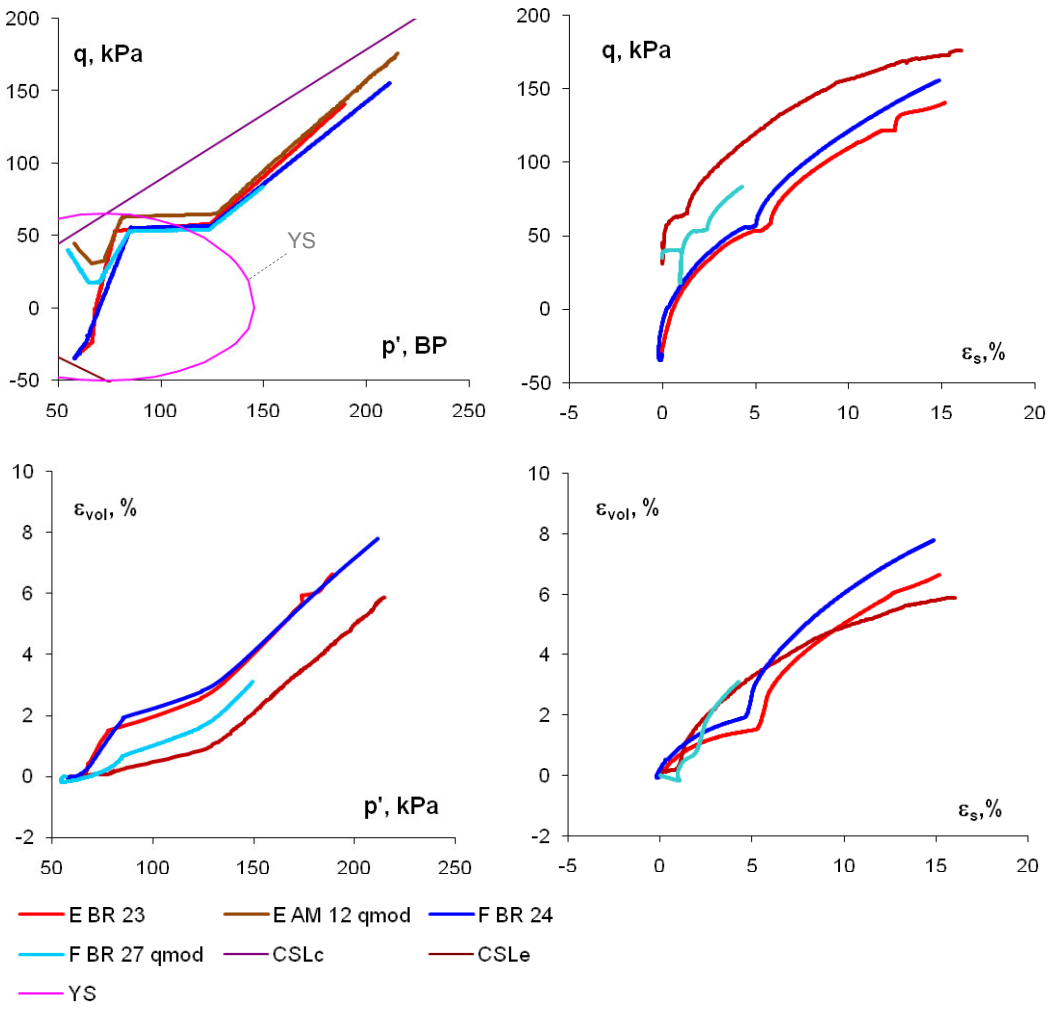
Problem stosowania różnych definicji odkształceń objętościowych ma również znaczenie tylko przy ich bardzo dużych wartościach, aczkolwiek w przedstawionych przykładach (rysunek 7.11) jest niewielki.



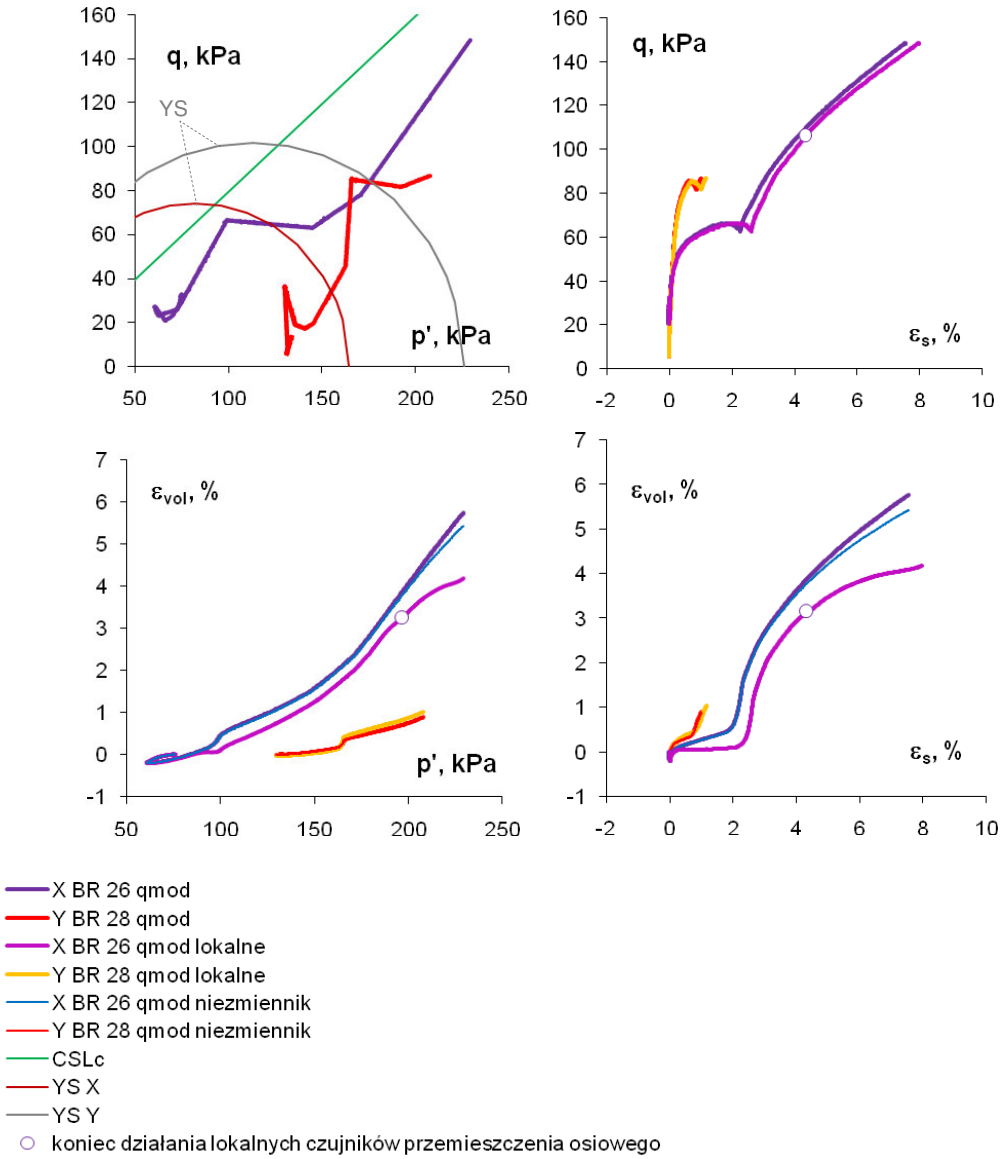
Rysunek 7.8. Doświadczalne ścieżki obciążenia i odpowiedzi. Punkt A w osi fundamentu stopowego. Modele MES: MCC i EL oraz półprzestrzeń sprężysta. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.



Rysunek 7.9. Doświadczalne ścieżki obciążenia i odpowiedzi. Punkty B, C, D w osi fundamentu stopowego. Model MCC. Porównanie wyników z normalną i zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.



Rysunek 7.10. Doświadczalne ścieżki obciążenia i odpowiedzi. Punkty E, F – 75 cm pod podstawą fundamentu stopowego. Model MCC. Porównanie wyników z normalną i zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.



Rysunek 7.11. Doświadczalne ścieżki obciążenia i odpowiedzi. Punkty X, Y masywu współpracującego ze ścianą oporową. Model MCC. Porównanie wyników z użyciem zewnętrznego i lokalnego pomiaru odkształceń oraz odkształceń objętościowych obliczonych na podstawie pomiaru objętościomierza i wzoru niezmiennika. YS – położenie powierzchni plastyczności w „czasie" 0.5.

8. IDENTYFIKACJA PARAMETRYCZNA

8.1. KOD OPTYMALIZACYJNY

Zgodnie z założeniami metody ścieżek obciążenia, optymalnym zestawem parametrów kalibrowanego modelu jest taki, dla którego teoretyczna ścieżka odpowiedzi jest najbardziej podobna do ścieżki doświadczalnej. W celu oszacowania takiego zbioru wartości parametrów dla trzech kalibrowanych modeli konstytutywnych, w programie MATLAB stworzono odpowiednie kody, łączące w sobie równania konstytutywne wybranych modeli oraz algorytmy genetyczne.

Posłużono się klasyczną wersją algorytmu, omówioną w rozdziale 3.4. Zapis przykładowego kodu kalibrującego model NAHOS zamieszczono w załączniku 8.1.

Do selekcji w algorytmie genetycznym wybrano metodę ruletki. Wartości parametrów kodowano liczbami rzeczywistymi, przy czym przedział, z jakiego je losowano dostosowywano każdorazowo do warunków testu. Dla każdej analizowanej próbki algorytm uruchamiano co najmniej trzykrotnie, przy czym za pierwszym razem stosowano szerokie zakresy przedziałów, a w każdym kolejnym uruchomieniu te przedziały zawężano wokół oszacowanych wartości optymalnych. Prawdopodobieństwo krzyżowania ustalano na poziomie 90 – 100% a mutacji: 1 – 5%. Stosowano krzyżowanie wielopunktowe – każdy gen w wylosowanym chromosomie (element w zestawie parametrów) był zamieniany z prawdopodobieństwem 50%. Wykorzystano zasadę elitarności. Przy każdym cyklu obliczeniowym analizowano 400 – 600 osobników w 400 – 600 generacjach.

Danymi wejściowymi wprowadzanymi do programu, niezależnie od kalibrowanego modelu konstytutywnego, były wyniki badań laboratoryjnych w postaci ścieżek naprężenia $p' - q$, służące do generacji teoretycznych ścieżek odpowiedzi, oraz ścieżki odpowiedzi w „układzie uzupełniającym” $\varepsilon_s - \varepsilon_{vol}$, stanowiące bazę porównawczą. Korzystano z odkształceń obliczonych na podstawie odcieku wody w objetościomierzu oraz pomiaru zewnętrznymi czujnikami przemieszczenia. Różnica w wartościach parametrów oszacowanych tym sposobem oraz na podstawie kalkulacji z użyciem lokalnych czujników odkształcenia, a także odkształceń objętościowych wyznaczonych z wzoru niezmiennika odkształcenia (2.34) będzie pokazana na przykładzie parametrów modelu MCC dla dwóch wybranych próbek.

Funkcję celu, będącą jednocześnie funkcją przystosowania w algorytmie genetycznym, przyjęto jako opisaną równaniem, opartym na metodzie najmniejszych kwadratów, przy założeniu jednakowej wagi dla odkształceń postaciowych i objętościowych:

$$S(\mathbf{b}) = \frac{\sum_{1}^{n} \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{s.d} - \varepsilon_s(\mathbf{b})}{\varepsilon_{s.d}^{max} - \varepsilon_{s.d}^{min}}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_{vol.d} - \varepsilon_{vol}(\mathbf{b})}{\varepsilon_{vol.d}^{max} - \varepsilon_{vol.d}^{min}}\right)^2}}{n} \rightarrow min, \tag{8.1}$$

gdzie:

- n – liczba danych doświadczalnych,
- $\varepsilon_{s.d}$, $\varepsilon_{vol.d}$ – wartości stanu odkształcenia postaciowego i objętościowego, uzyskane w wyniku badania trójosiowego,

- $\varepsilon_{s.d}^{max}$, $\varepsilon_{vol.d}^{max}$, $\varepsilon_{s.d}^{min}$, $\varepsilon_{vol.d}^{min}$ – maksymalne i minimalne wartości $\varepsilon_{s.d}$ i $\varepsilon_{vol.d}$ w analizowanym badaniu laboratoryjnym,
- ε_s, ε_{vol} - wartości stanu odkształcenia postaciowego i objętościowego uzyskane na podstawie równań konstytutywnych kalibrowanego modelu z użyciem testowanego zbioru wartości parametrów **b**, jako odpowiedź na ścieżkę naprężenia *p'* – *q* zadaną w analizowanym badaniu laboratoryjnym.

Bezwymiarowa funkcja (8.1) określa średnią, relatywną w stosunku do całego przedziału odkształceń uzyskanych w badaniu trójosiowym, odległość odpowiadających sobie stanów odkształcenia postaciowego i objętościowego na całej długości ścieżki odpowiedzi. W przypadku porównywania ścieżek w „układzie pośrednim", odpowiedni składnik sumy we wzorze (8.1) przyjmuje wartość zerową. Różnica w wynikach kalibrowania z użyciem, uznanego w rozprawie za podstawowy, „układu uzupełniającego" i „układów pośrednich" $p' - \varepsilon_{vol}$ i $q - \varepsilon_s$ będzie pokazana na przykładzie parametrów modelu MCC dla dwóch wybranych próbek.

Z uwagi na dużą liczbę odczytów (w trakcie badania laboratoryjnego pomiary były rejestrowane co 5 min), do optymalizacji przeznaczono tylko wyselekcjonowane dane. Można było skorzystać z „filtra naprężeń" albo „filtra odkształceń" wybierającego dane występujące odpowiednio np. co 2 kPa na długości ścieżki naprężenia albo co np. 0.1% na długości ścieżki odkształcenia. Biorąc pod uwagę, że w równaniu (8.1) porównywany jest stan odkształcenia, a nie naprężenia, ostatecznie zastosowano „filtr odkształceń" (0.1%), zapewniający lepsze, równomierne, dopasowanie teoretycznej i doświadczalnej ścieżki odpowiedzi w całym przedziale odkształceń. Ten wybór miał znaczenie w testach, w których niewielki przyrost naprężenia wywoływał duże zmiany odkształcenia, czyli np. w pobliżu stanu granicznego.

W przypadku większych odchyleń wartości składowych naprężenia od planowanej ścieżki obciążenia, co miało miejsce w niektórych testach w UMass, na skutek zastosowania czujników o niższej czułości, przed filtrowaniem stosowano dodatkowo uśrednienie sąsiadujących danych. Działanie to było istotne przede wszystkim w procesie kalibrowania modelu NAHOS, w którym każdy ostry zwrot ścieżki naprężenia skutkował zmianą bieżącego środka podobieństwa.

Wyniki w postaci optymalnych wartości parametrów pokazano w tabelach 8.1 – 8.8 w dalszej części rozdziału. Uwzględniono w nich najlepsze osobniki (zestawy parametrów) wygenerowane przy użyciu algorytmu genetycznego wraz z odpowiadającą im minimalną wartością funkcji celu S(**b**). Dla każdego parametru podano również średnią arytmetyczną dla ośmiu najlepszych osobników (EX) wygenerowanych przez program, wraz ze średnią ich absolutnych odchyleń od wartości średniej (D) wg wzoru:

$$D = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left| b_i - EX \right|}{n}, \tag{8.2}$$

gdzie b_i jest wartością odpowiedniego parametru w i-tym najlepszym osobniku.

Kolorem czerwonym zaznaczono najmniejszą uzyskaną wartość funkcji celu (najlepsze dopasowanie), a niebieskim – największą. Zieloną czcionką oznakowano odchylenia, których wartość nie przekracza 10% wartości średniej. Tak zaznaczone wartości parametrów będą traktowane jako oszacowanie dokładne.

8.2. ESTYMACJA PARAMETRÓW MODELU MCC

Wyniki optymalizacji parametrów modelu MCC: M, λ, κ i ν dla wszystkich próbek laboratoryjnych (patrz tabela 7.2), pokazano w tabeli 8.1.

Tabela 8.1. Zestawienie optymalnych wartości parametrów modelu MCC

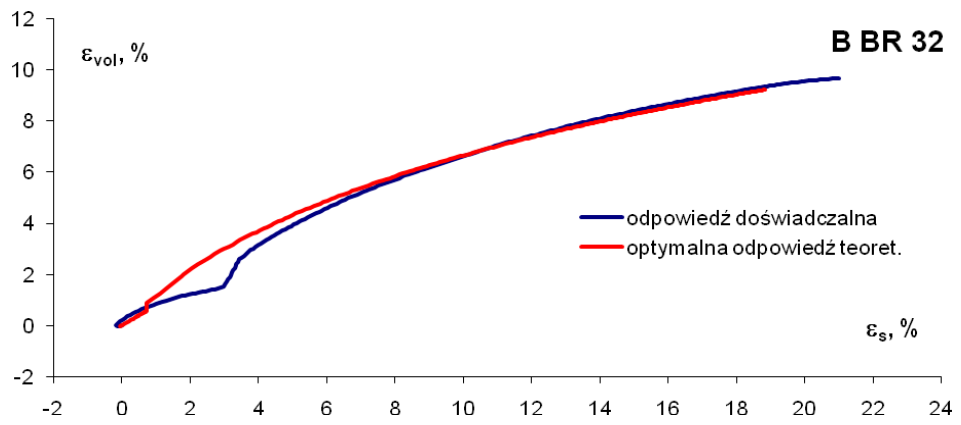
lp	nazwa próbki	przyp.	gł. m	q_{mod}	"czas" t_{max}	model kalibr./obciąż.	S(b)	*M*			*λ*			*κ*			*ν*		
								EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
1	A AM 3	ST	2.3	nie	3.41	MCC/EL	0.348	1.03	0.36	**0.78**	0.16	0.10	**0.07**	0.00	0.00	**0.00**	0.52	0.00	**0.52**
2	A AM 7	ST	2.3	nie	4.46	MCC/półp.	**0.214**	2.16	0.60	**1.96**	0.06	0.04	**0.04**	0.01	0.00	**0.01**	0.47	0.00	**0.47**
3	A AM 9	ST	2.3	nie	4.47	MCC/MCC	**0.105**	0.82	0.01	**0.81**	0.12	0.00	**0.12**	0.09	0.00	**0.09**	0.21	0.00	**0.20**
4	A BR 11	ST	2.3	nie	4.15	MCC/MCC	**0.063**	0.79	0.02	**0.75**	0.14	0.00	**0.13**	0.09	0.01	**0.10**	0.31	0.01	**0.32**
5	B BR 14	ST	2.9	nie	4.46	MCC/MCC	**0.042**	0.90	0.01	**0.89**	0.15	0.00	**0.15**	0.05	0.00	**0.05**	0.29	0.01	**0.29**
6	B BR 19	ST	2.9	tak	4.11	MCC/MCC	**0.057**	0.98	0.01	**0.97**	0.15	0.00	**0.15**	0.02	0.00	**0.02**	0.04	0.04	**0.01**
7	B BR 32	ST	2.9	nie	4.74	MCC/MCC	0.041	0.93	0.01	**0.93**	0.17	0.00	**0.17**	0.04	0.00	**0.04**	0.18	0.01	**0.18**
8	C BR 13	ST	3.5	nie	4.93	MCC/MCC	**0.057**	0.97	0.01	**0.99**	0.18	0.00	**0.18**	0.04	0.00	**0.03**	0.35	0.02	**0.37**
9	C BR 30	ST	3.5	tak	4.31	MCC/MCC	**0.089**	0.69	0.01	**0.69**	0.09	0.01	**0.09**	0.05	0.00	**0.05**	0.28	0.05	**0.34**
10	C BR 31	ST	3.5	nie	4.94	MCC/MCC	**0.045**	0.98	0.00	**0.98**	0.16	0.00	**0.16**	0.04	0.00	**0.04**	0.34	0.00	**0.34**
11	D BR 15	ST	4.1	nie	5.00	MCC/MCC	**0.053**	0.74	0.03	**0.70**	0.12	0.00	**0.11**	0.08	0.01	**0.09**	0.24	0.03	**0.20**
12	D BR 29	ST	4.1	tak	5.00	MCC/MCC	**0.067**	1.07	0.03	**1.10**	0.17	0.01	**0.17**	0.03	0.00	**0.03**	0.45	0.01	**0.46**
13	E AM 12	ST	2.3	tak	4.95	MCC/MCC	**0.068**	1.05	0.00	**1.05**	0.15	0.00	**0.15**	0.00	0.00	**0.00**	0.42	0.08	**0.36**
14	E BR 20	ST	2.3	nie	4.52	MCC/MCC	**0.070**	0.84	0.02	**0.75**	0.14	0.00	**0.12**	0.08	0.00	**0.09**	0.33	0.01	**0.31**
15	E BR 23	ST	2.3	nie	4.69	MCC/MCC	**0.056**	0.89	0.00	**0.89**	0.15	0.00	**0.15**	0.07	0.00	**0.07**	0.35	0.00	**0.35**
16	F BR 17	ST	2.3	nie	4.43	MCC/MCC	**0.048**	0.91	0.04	**0.88**	0.14	0.01	**0.14**	0.07	0.01	**0.07**	0.32	0.02	**0.30**
17	F BR 24	ST	2.3	nie	4.43	MCC/MCC	**0.050**	0.93	0.03	**0.92**	0.17	0.01	**0.17**	0.07	0.01	**0.07**	0.33	0.01	**0.32**
18	F BR 27	ST	2.3	tak	3.95	MCC/MCC	**0.110**	2.23	0.43	**1.83**	0.19	0.01	**0.18**	0.04	0.00	**0.04**	0.47	0.00	**0.47**
19	G AM 13	ST	2.3	nie	5.00	MCC/MCC	**0.070**	0.88	0.01	**0.87**	0.11	0.00	**0.11**	0.06	0.00	**0.07**	0.34	0.01	**0.34**
20	G BR 12	ST	2.3	nie	4.77	MCC/MCC	**0.094**	0.80	0.00	**0.80**	0.14	0.01	**0.14**	0.10	0.00	**0.10**	0.34	0.00	**0.35**
21	X BR 26	ŚC	3.5	tak	4.00	MCC/MCC	**0.046**	1.12	0.02	**1.17**	0.17	0.00	**0.17**	0.02	0.00	**0.02**	0.44	0.01	**0.45**
22	Y BR 28	ŚC	7.5	tak	4.00	MCC/MCC	**0.046**	0.81	0.00	**0.81**	0.07	0.00	**0.07**	0.02	0.00	**0.02**	0.26	0.00	**0.26**
23	Z AM 4	ŚC	7.5	tak	4.00	MCC/MCC	**0.287**	2.09	0.56	**1.55**	0.22	0.09	**0.07**	0.06	0.00	**0.06**	0.39	0.00	**0.39**
24	Z BR 22	ŚC	7.5	tak	2.35	MCC/MCC	**0.213**	1.73	0.58	**1.45**	0.15	0.13	**0.03**	0.04	0.00	**0.04**	0.40	0.00	**0.40**

Z procesu optymalizacji wykluczono parametr N (lub Γ), gdyż zgodnie z uwagami w rozdziale 5.3., zamiast niego stosowano początkową wartość wskaźnika porowatości e_0, traktowaną jako stałą fizyczną i obliczaną dla każdej próbki na podstawie wzoru (2.3).

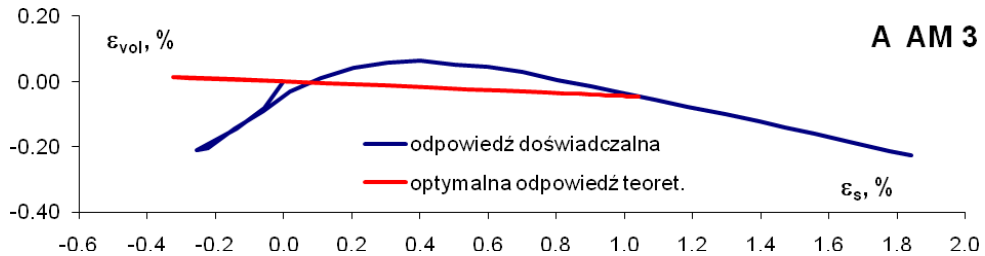
Oprócz doświadczalnych ścieżek obciążenia i odpowiedzi, jako dane początkowe podawano początkowy wskaźnik porowatości e_0, wartości niezmienników p' i q, odpowiadające „czasowi" 0.5 w analizie numerycznej (wyznaczające ciśnienie prekonsolidacji p'_{c0}), oraz parametry algorytmu genetycznego tj.: prawdopodobieństwo krzyżowania i mutacji, liczbę generacji oraz osobników w każdej generacji. Początkowe przedziały, z których losowano wartości parametrów, wynosiły: M = <0.5, 3>, λ = <0, 0.5>, κ = <0, 0.5>, ν = <0, 0.5>.

Najlepsze dopasowanie krzywej teoretycznej do doświadczalnej uzyskano w przypadku próbki B BR 32, najgorsze natomiast dla próbki A AM 3, co przedstawiono na rysunkach 8.1 i 8.2.

Uwaga: każda krzywa odpowiedzi wygenerowana na podstawie równań konstytutywnych kalibrowanego modelu i optymalnych dla tego modelu wartości parametrów będzie nazywana na dalszych stronach rozprawy „optymalną odpowiedzią teoretyczną".



Rysunek 8.1. Porównanie doświadczalnej oraz optymalnej teoretycznej ścieżki odpowiedzi. Próbka B BR 32. Model MCC.



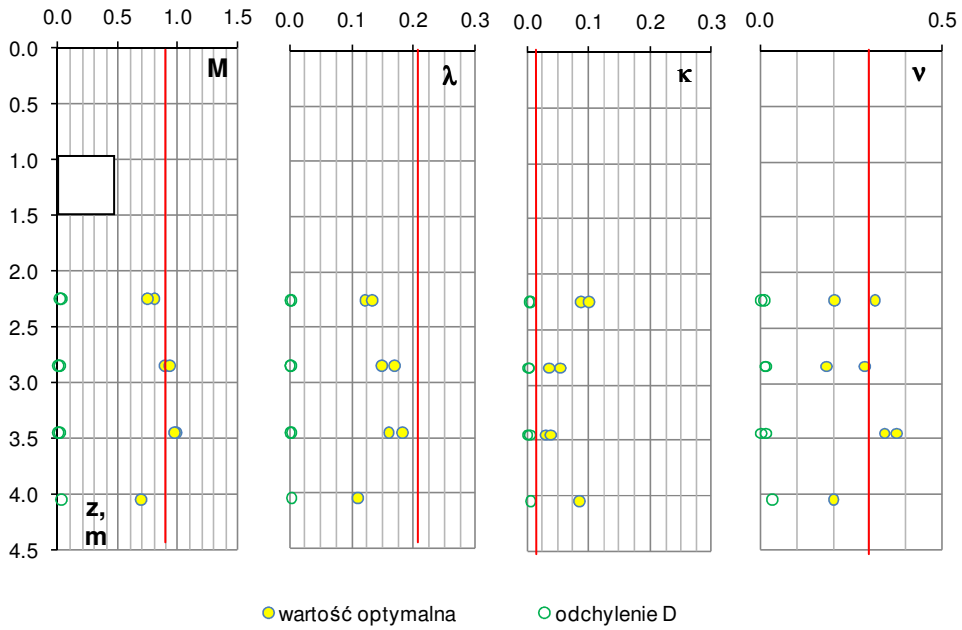
Rysunek 8.2. Porównanie doświadczalnej oraz optymalnej teoretycznej ścieżki odpowiedzi. Próbka A AM 3. Model MCC.

Stan naprężenia w próbce B BR 32 znajdował się, na znacznej długości ścieżki odkształcenia, w zakresie normalnej konsolidacji, dobrze symulowanym przez model MCC, stąd prawdopodobnie tak dobre dopasowanie wyniku teoretycznego. Jest ono

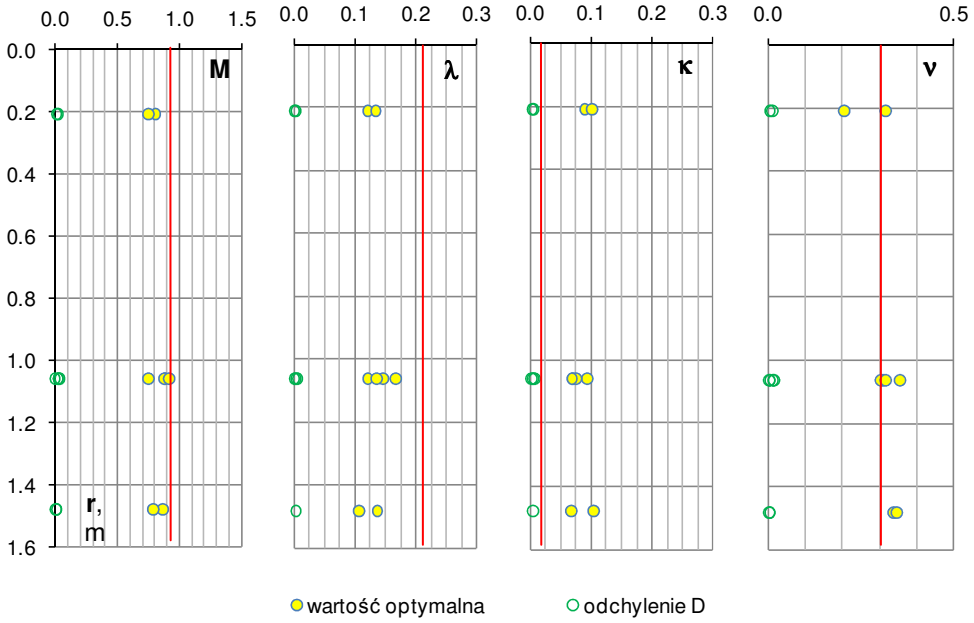
natomiast wizualnie gorsze w początkowym zakresie odkształcenia, w którym model MCC przewiduje zachowanie nieliniowo sprężyste. Podobna charakterystyka oraz wizualnie dobre dopasowanie występują w próbkach A BR 11, B BR 14, B BR 19, C BR 13, C BR 31, D BR 15, E BR 23, F BR 17 oraz F BR 24, dla których wartości funkcji celu są niższe niż 0.065. Tym samym potwierdzenie znajduje teza, że funkcja (8.1) jest dobrym estymatorem dopasowania.

Według autorki, główną przyczyną niskiej jakości dopasowania w przypadku próbki A AM 3 jest występująca w tym badaniu dylatancja, ale również uproszczony w modelu MCC opis predykcji odkształceń wewnątrz powierzchni plastyczności. Zgodnie z regułami MCC, stan naprężenia w tym badaniu znajdował się bowiem, na całej długości ścieżki obciążenia, w strefie sprężystej. Optymalne wartości parametrów M i λ dla tej próbki cechują się dużym rozrzutem, w przeciwieństwie do pozostałych współczynników, odpowiedzialnych za opis zachowania gruntu w zakresie prekonsolidacji: κ i ν. Współczynnik Poissona oszacowano zatem z dobrym przybliżeniem, choć optymalną okazała się wartość niefizyczna: $\nu > 0.5$. Także najlepsza wartość parametru κ jest niezgodna z logiką, gdyż wynosi -0.003 (w procesie optymalizacji dopuszczono przedział o dolnej granicy $\kappa = -0.1$). Podobne uwagi co do gorszej jakości symulacji odkształcenia dotyczą pozostałych próbek obciążanych zgodnie ze ścieżką naprężenia, nie wychodzącą poza początkową powierzchnię plastyczności: A AM 7, Z AM 4 i Z BR 22. Również w ich przypadku nie ma możliwości dokładnego oszacowania parametrów M i λ, ponieważ mają one pomijalny wpływ na estymację odpowiedzi na ścieżkę naprężenia znajdującą się w obszarze sprężystym. Parametr λ nie jest w ogóle wykorzystywany w równaniach dotyczących tego zakresu obciążenia, natomiast M wpływa jedynie na rozmiar powierzchni plastyczności, wymuszając taką jej minimalną wielkość, aby ścieżka naprężenia nie znalazła się w polu niedopuszczalnym, tzn. powyżej powierzchni plastyczności po stronie „suchej” lub powyżej powierzchni stanu krytycznego po stronie „mokrej”.

Na podstawie porównania wyników dotyczących próbek reprezentujących punkty leżące w osi fundamentu stopowego i obciążonych zgodnie ze ścieżką naprężenia wyznaczoną modelem MCC (testy A AM 9, A BR 11, B BR 14, B BR 32, C BR 13, C BR 31, D BR 15; patrz: rysunek 7.5), można zauważyć dość wyraźną zależność wartości estymowanych parametrów od głębokości punktu reprezentatywnego z. Pokazano ją na rysunku 8.3, prostokątem zaznaczając symbolicznie głębokość posadowienia fundamentu a czerwoną linią wartości parametrów przyjęte do analizy MES: $M = 0.9$, $\lambda = 0.21$, $\kappa = 0.02$ i $\nu = 0.3$, oszacowane na podstawie prostych testów i danych literaturowych (tabela Z6.1.1 w załączniku 6.1). Wartości parametrów M i λ rosną a parametru κ maleją aż do głębokości 3.5 m, czyli 2 m poniżej poziomu posadowienia. Trend ten się odwraca na większej głębokości, choć potwierdzeniem tego stwierdzenia może być wynik tylko dla jednej próbki. Współczynnik Poissona nie wykazuje wyraźnej zależności od głębokości a wyniki uzyskane na próbkach powtarzalnych mają dość duży rozrzut.



Rysunek 8.3. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu MCC od głębokości punktu reprezentatywnego w osi fundamentu stopowego. Próbki A AM 9, A BR 11, B BR 14, B BR 32, C BR 13, C BR 31 oraz D BR 15.



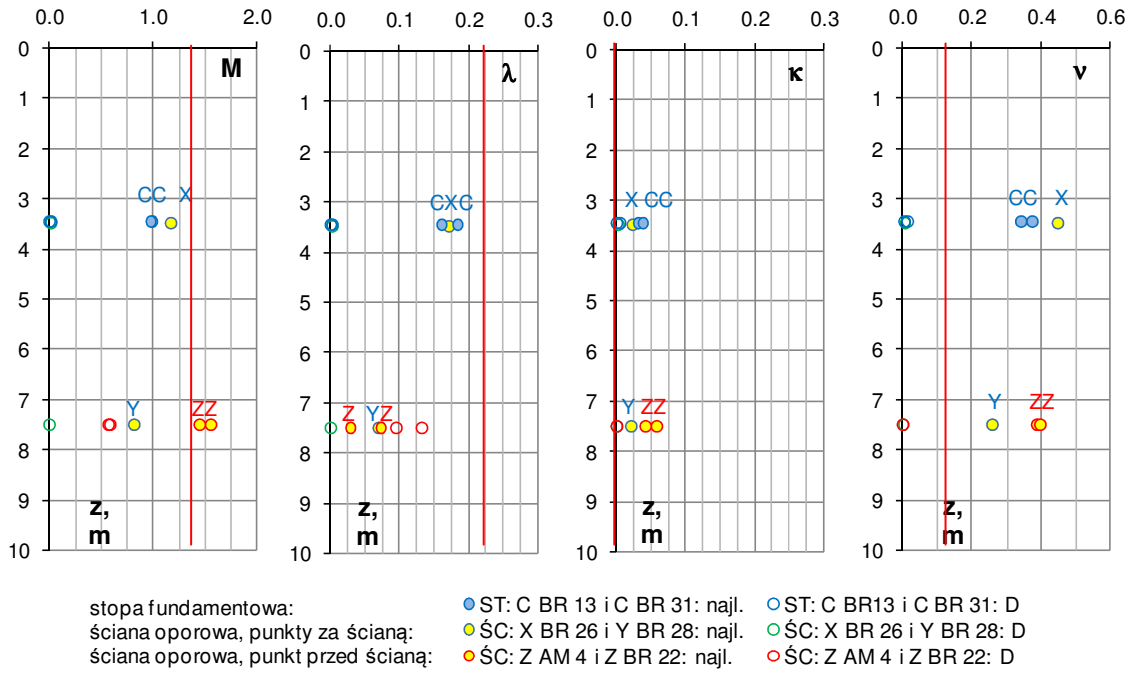
Rysunek 8.4. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu MCC od odległości punktu reprezentatywnego od osi fundamentu stopowego. Próbki A AM 9, A BR 11, E BR 20, E BR 23, F BR 17, F BR 24, G AM 13 oraz G BR 12 reprezentujące punkty na jednej głębokości pod podstawą fundamentu stopowego.

Próbki A AM 9, A BR 11, E BR 20, E BR 23, F BR 17, F BR 24, G AM 13 oraz G BR 12 reprezentowały w badaniu laboratoryjnym punkty leżące na jednej głębokości: 2.25 m poniżej poziomu terenu, lecz w różnych odległościach r w stosunku do osi fundamentu (patrz: rysunek 7.6). Dla punktu A: r = 0.21 m (co wynika z pozycji punktu Gaussa w elemencie skończonym), dla E i F: r = 1.06 m, przy czym punkt E leży przy

krótszym, a F przy dłuższym boku fundamentu, natomiast dla G: r = 1.48 m. Na podstawie wykresu zależności wartości parametrów modelu MCC od promienia r (rysunek 8.4) można stwierdzić, że, na analizowanej głębokości, nie są one zależne od odległości punktu reprezentatywnego od osi fundamentu.

Średnie wartości parametrów dla wszystkich punktów podłoża na podstawie wyników dla próbek przedstawionych na rysunkach 8.3 i 8.4, wynoszą: $M \approx 0.85$, $\lambda \approx 0.14$, $\kappa \approx 0.07$, $\nu \approx 0.29$. Zatem wstępne oszacowania, przyjęte do wyznaczenia ścieżek naprężenia w analizie numerycznej, były poprawne w przypadku M i ν, wartość λ przyjęto za wysoką, natomiast κ za niską.

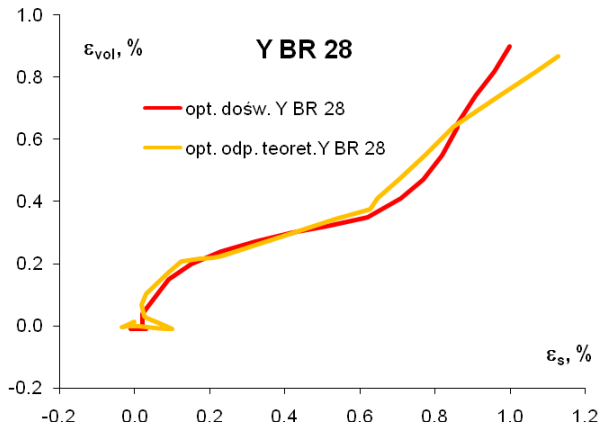
Cztery próbki: X BR 26, Y BR 28, Z BR 22 oraz Z AM 4 (patrz: rysunek 7.7) reprezentowały punkty należące do masywu współpracującego ze ścianą oporową. Na rysunku 8.5 pokazano optymalne wartości parametrów modelu MCC oraz średnie odchylenia ośmiu najlepszych osobników od wartości średniej, oszacowane na podstawie tych badań. Dodatkowo umieszczono na tym rysunku wyniki dla próbek C BR 13 i C BR 31 reprezentujących punkt C, leżący na tej samej głębokości co punkt X, lecz należący do podłoża stopy fundamentowej.



Rysunek 8.5. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu MCC od głębokości punktu reprezentatywnego. Próbki X BR 26, Y BR 28, Z AM 4 i Z BR 22 reprezentujące punkty w masywie gruntowym współpracującym ze ścianą oporową oraz próbki C BR 13 i C BR 31 reprezentujące punkt w osi fundamentu stopowego.

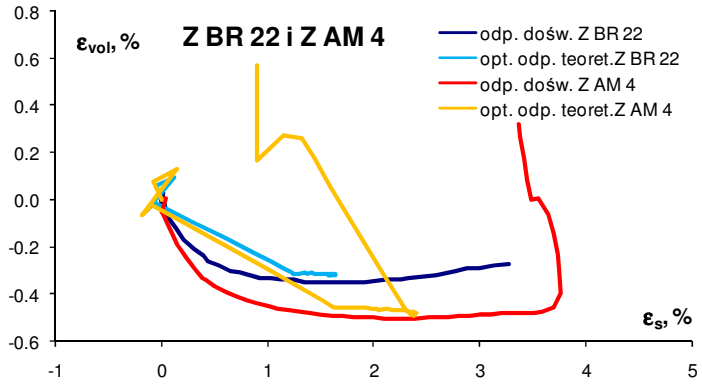
Można zauważyć, że optymalne wartości parametrów modelu MCC na głębokości 3.5 m są zbliżone dla obu rozważanych sytuacji geotechnicznych. Jest to prawdopodobnie wynik podobieństwa ścieżek naprężenia realizowanych na tych próbkach (patrz: rysunek 6.31). Model MCC dobrze symulował odpowiedź gruntu na ten przebieg obciążenia, o czym świadczy bardzo niska wartość funkcji celu oraz pomijalnie małe odchylenia średnie. Dobre dopasowanie wyników teoretycznych udało się uzyskać również dla próbki reprezentującej punkt Y (patrz: rysunek 8.6), leżący

także za ścianą oporową, lecz na większej głębokości. Optymalne wartości parametrów M, λ i ν są w tym miejscu mniejsze w porównaniu z punktem X, natomiast κ przyjmuje tą samą wartość.



Rysunek 8.6. Porównanie optymalnej teoretycznej oraz doświadczalnej ścieżki odpowiedzi dla próbki Y BR 28 reprezentującej punkt Y masywu gruntowego współdziałającego ze ścianą oporową. Model MCC.

W punkcie Z teoretyczne ścieżki odkształcenia zdecydowanie gorzej aproksymują odpowiedź doświadczalną (patrz: rysunek 8.7), wartość funkcji celu jest pięciokrotnie wyższa.

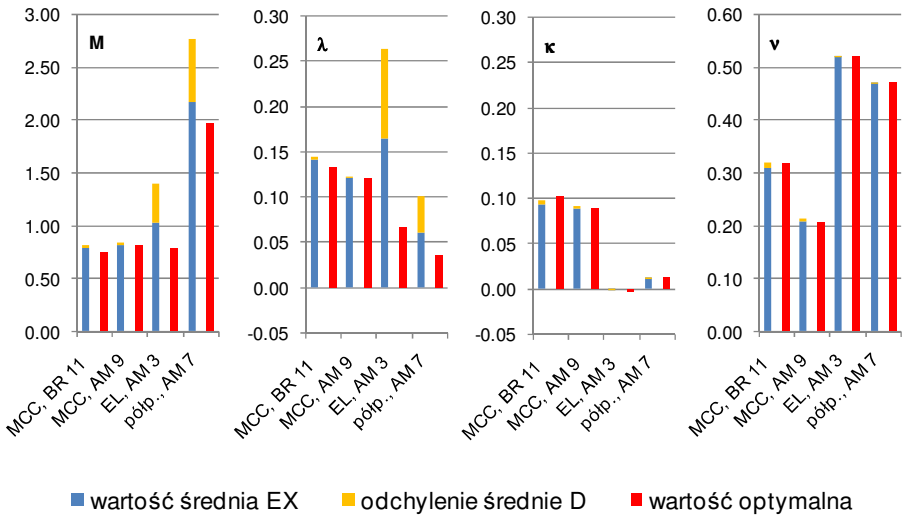


Rysunek 8.7. Porównanie optymalnych teoretycznych oraz doświadczalnych ścieżki odpowiedzi dla próbek Z BR 22 i Z AM 4, reprezentujących punkt Z masywu gruntowego współdziałającego ze ścianą oporową. Model MCC.

Odchylenia średnie dla ośmiu najlepszych zestawów parametrów stanowią w punkcie Z 40% najlepszej wartości optymalnej w przypadku parametru M i ponad 100% w przypadku λ. W sposób dokładny natomiast udało się oszacować wartości parametrów κ i ν. Właściwie procedura kalibrowania dała wynik w postaci więcej niż jednego zestawu parametrów optymalnych o jednakowej wartości funkcji celu, zawierających takie same wartości κ i ν lecz różne M i λ. Podobnie jak w próbkach A AM 3 i A AM 7, w testach Z AM 4 i Z BR 22 ścieżka naprężenia nie wyszła poza powierzchnię plastyczności modelu MCC, więc tylko parametry opisujące zachowanie wewnątrz niej,

czyli κ i ν miały wpływ na kształt odpowiedzi teoretycznej i mogły być oszacowane z dobrym przybliżeniem. Na niską jakość dopasowania krzywych odpowiedzi wpływał szczególnie fakt, iż próbka Z BR 22 osiągnęła stan graniczny w najwyższym planowanym punkcie ścieżki naprężenia *p' - q* a próbka Z AM 4 była mu bliska, co spowodowało bardzo duże wartości trwałych odkształceń postaciowych, niemożliwe do symulacji modelem MCC. Co ciekawe, skoro próbki te wykazywały zachowanie charakterystyczne dla stanu krytycznego, mogłoby to sugerować, że prawidłowa wartość parametru *M* powinna być niższa niż przyjęta w analizie numerycznej ($M < 0.9$), tymczasem procedura kalibrowania dała wynik w postaci optymalnej wartości $M \approx 1.5$.

Wszystkie ścieżki naprężenia, zrealizowane w badaniach laboratoryjnych, jak zaznaczono w rozdziale 6, wyznaczono z analizy MES z użyciem modelu MCC do opisu masywu gruntowego. Wyjątkiem było obciążenie próbek A AM 3 oraz A AM 7, reprezentujących punkt A w osi fundamentu stopowego, dla których zastosowano ścieżki uzyskane odpowiednio w wyniku analizy MES z użyciem modelu liniowo sprężystego oraz obliczeń analitycznych dla półprzestrzeni sprężystej. Na rysunku 8.8 zestawiono wartości średnie, optymalne oraz odchylenia średnie parametrów *M*, λ, κ i ν dla wspomnianych próbek oraz próbek A AM 9 oraz A BR 11, symulujących punkt A podłoża opisanego modelem MCC.



Rysunek 8.8. Zależność wartości parametrów modelu MCC w punkcie A w osi fundamentu stopowego od modelu konstytutywnego użytego do wyznaczenia ścieżki obciążenia. Próbki A BR 11, A AM 9, A AM 3 oraz A AM 7.

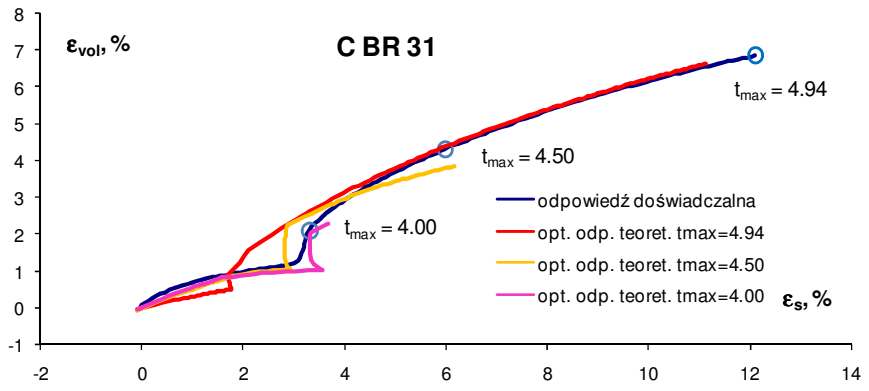
Można zauważyć, że, mimo iż ścieżki odpowiedzi w badaniach A BR 11 i A AM 9 były wyraźnie różne (patrz rysunek 7.8), procedura optymalizacji dała bardzo zbliżone wartości parametrów o pomijalnie małych odchyleniach. Jedynym wyjątkiem jest tu współczynnik Poissona. Dla pozostałych dwóch próbek uzyskano zupełnie inne zestawy parametrów optymalnych. Wartości *M* i λ udało się oszacować z niską dokładnością, zatem trudno je porównywać, lecz κ i ν przyjęły wartości uderzająco różne od tych uzyskanych dla próbek A BR 11 i A AM 9. Optymalna wartość parametru κ jest zbliżona do zera albo nawet mniejsza, o czym wspomniano już powyżej, natomiast ν jest bliskie wartości 0.5 charakterystycznej dla materiałów nieściśliwych.

Porównując wyniki kalibrowania modelu MCC na podstawie tych próbek, można stwierdzić, że model konstytutywny, a konkretnie przebieg wyznaczonej nim ścieżki naprężenia, ma ogromny wpływ na wartości optymalnych parametrów. Przemawia to dobitnie za koniecznością stosowania najlepszego dostępnego modelu konstytutywnego na etapie określania ścieżki obciążenia. Poprzestanie na najprostszym modelu liniowo sprężystym, co dopuszczały metoda ścieżek naprężenia i metoda ścieżek odkształcenia, jest niewłaściwe.

Znaczny wpływ na jakość dopasowania ma długość zrealizowanej w badaniu trójosiowym ścieżki naprężenia. Niestety, jak już wspomniano w rozdziale 7.4, tylko w kilku badaniach udało się obciążyć próbkę pełnym planowanym obciążeniem. Tym bardziej interesujące wydaje się więc porównanie optymalnych wartości parametrów uzyskanych na podstawie pełnego zestawu wyników (całkowitej zrealizowanej długości ścieżki odpowiedzi) z otrzymanymi na bazie ścieżek skróconych do długości odpowiadającej np. „czasowi" 4.5 czy 4.0 w analizie numerycznej. Takie ograniczenie długości ścieżki może po prostu symulować mniejsze obciążenie eksploatacyjne zadane np. na analizowany fundament stopowy, tak jakby zamiast 1000 kPa, obiekt obciążono odpowiednio 750 kPa lub 500 kPa. Zestawienie wyników tego typu porównania przedstawiono na przykładzie wybranych próbek: B BR 32, C BR 31, E BR 23, F BR 17 i G AM 13 w tabeli 8.2.

W każdym z pokazanych przypadków jakość dopasowania ścieżki odpowiedzi teoretycznej, wyznaczonej przy użyciu modelu MCC, do doświadczalnej maleje wraz ze skróceniem długości ścieżki naprężenia. Ponownie nasuwa się tu wytłumaczenie, że zjawisko to jest skutkiem ograniczeń modelu MCC w zakresie prekonsolidacji, ponieważ im krótsza jest ścieżka obciążenia, tym proporcjonalnie większy jej odcinek musi być opisany prostszym modelem sprężystym.

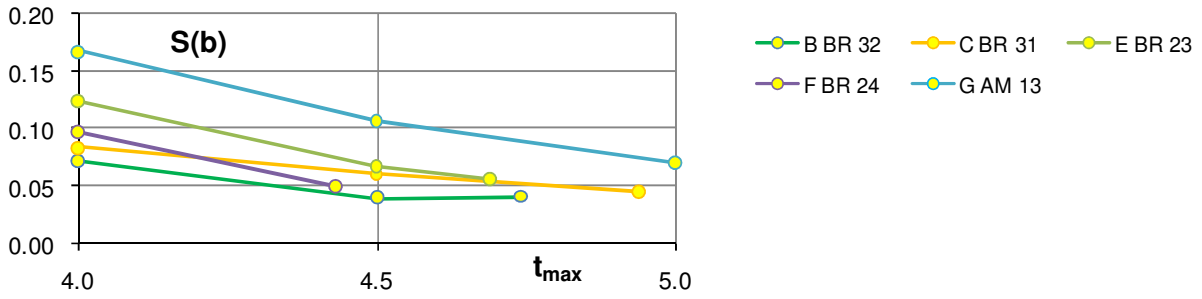
Dla ilustracji, na rysunku 8.9 przedstawiono porównanie doświadczalnej oraz optymalnych teoretycznych ścieżek odpowiedzi na ścieżkę naprężenia o pełnej długości oraz długościach odpowiadających „czasowi" 4.5 oraz 4.0 na przykładzie próbki C BR 31. Kółkami zaznaczono odpowiednie długości doświadczalnej ścieżki odkształcenia biorące udział w optymalizacji.



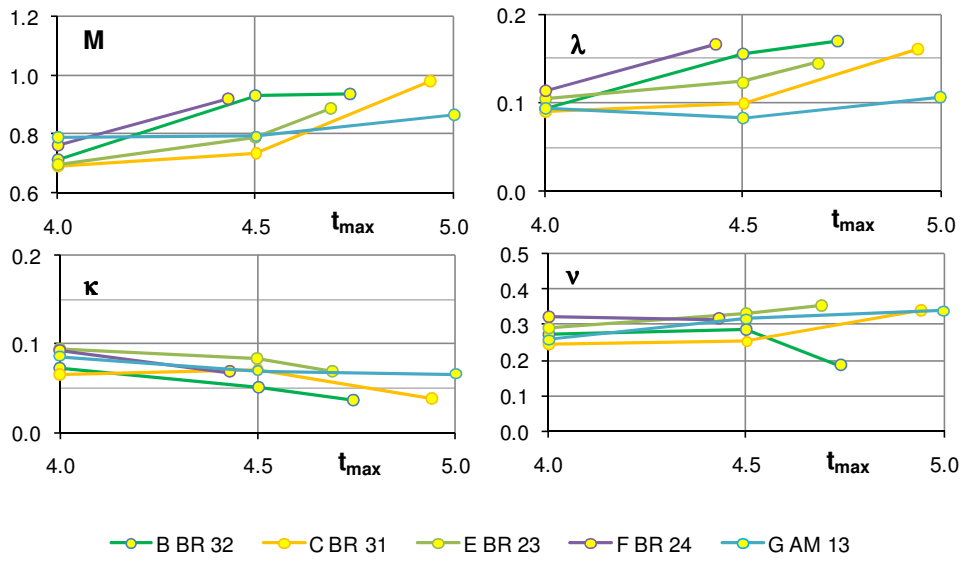
Rysunek 8.9. Porównanie odpowiedzi doświadczalnej i teoretycznych, wyznaczonych dla różnych długości ścieżki naprężenia i optymalnych wartości parametrów modelu MCC. Próbka C BR 31.

Tabela 8.2. Zestawienie optymalnych wartości parametrów modelu MCC dla wybranych próbek. Porównanie wyników dla różnych długości ścieżek naprężenia.

lp	przyp.	test	gł. m	"czas" t_{max}	S(b)	M			λ			κ			ν		
						EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
1	ST	B BR 32	2.9	4.74	**0.041**	0.93	0.01	**0.93**	0.17	0.00	**0.17**	0.04	0.00	**0.04**	0.18	0.01	**0.18**
2				4.50	**0.040**	0.93	0.00	**0.93**	0.15	0.00	**0.15**	0.05	0.00	**0.05**	0.28	0.00	**0.29**
3				4.00	**0.073**	0.73	0.01	**0.71**	0.10	0.00	**0.09**	0.07	0.00	**0.07**	0.26	0.01	**0.27**
4	ST	C BR 31	3.5	4.94	**0.045**	0.98	0.00	**0.98**	0.16	0.00	**0.16**	0.04	0.00	**0.04**	0.34	0.00	**0.34**
5				4.50	**0.061**	0.73	0.01	**0.73**	0.10	0.00	**0.10**	0.07	0.00	**0.07**	0.23	0.03	**0.25**
6				4.00	**0.084**	0.69	0.01	**0.69**	0.09	0.01	**0.09**	0.07	0.00	**0.07**	0.21	0.03	**0.25**
7	ST	E BR 23	2.3	4.69	**0.056**	0.89	0.00	**0.89**	0.15	0.00	**0.15**	0.07	0.00	**0.07**	0.35	0.00	**0.35**
8				4.50	**0.068**	0.81	0.02	**0.79**	0.12	0.00	**0.12**	0.08	0.00	**0.08**	0.34	0.01	**0.33**
9				4.00	**0.125**	0.71	0.01	**0.70**	0.11	0.01	**0.10**	0.09	0.01	**0.09**	0.31	0.02	**0.29**
10	ST	F BR 24	2.3	4.43	**0.050**	0.93	0.03	**0.92**	0.17	0.01	**0.17**	0.07	0.01	**0.07**	0.33	0.01	**0.32**
11				4.00	**0.097**	0.77	0.02	**0.76**	0.12	0.00	**0.11**	0.09	0.00	**0.09**	0.31	0.01	**0.32**
12	ST	G AM 13	2.3	5.00	**0.070**	0.88	0.01	**0.87**	0.11	0.00	**0.11**	0.06	0.00	**0.07**	0.34	0.01	**0.34**
13				4.50	**0.107**	0.79	0.00	**0.79**	0.08	0.00	**0.08**	0.07	0.00	**0.07**	0.32	0.01	**0.32**
14				4.00	**0.167**	0.79	0.00	**0.79**	0.10	0.00	**0.09**	0.09	0.00	**0.09**	0.27	0.01	**0.26**



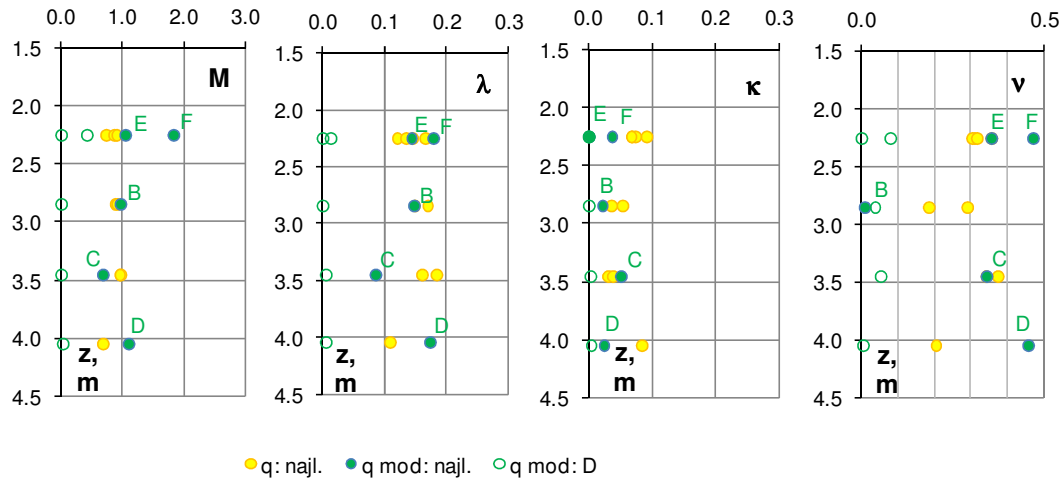
Wraz ze skróceniem ścieżki naprężenia maleją wartości optymalne parametrów *M*, λ i ν, przy rosnącej wartości parametru κ. Co ciekawe, ich rozrzut wtedy się zmniejsza. To porównanie zobrazowano na rysunku 8.10.



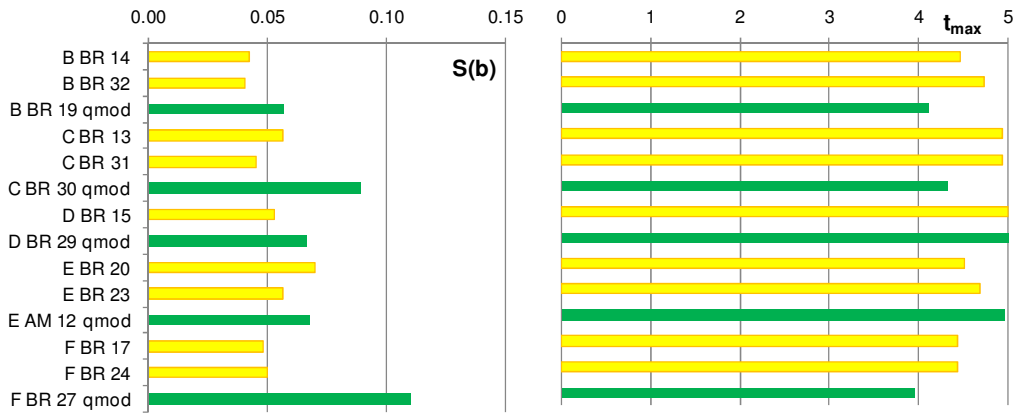
Rysunek 8.10. Wpływ długości ścieżki obciążenia na wartości parametrów modelu MCC. Próbki B BR 32, C BR 31, E BR 23, F BR 24 oraz G AM 13.

Wszystkie badania trójosiowe symulujące stan naprężenia w punktach *X*, *Y* i *Z* masywu współdziałającego ze ścianą oporową wykonano korzystając ze zmodyfikowanej, wyłącznie dodatniej, wartości dewiatora q_{mod}, z uwagi na ograniczenia aparatu trójosiowego w kwestii symulacji zmiennej wartości kąta Lodego. Jak ustalono w rozdziale 6, przybliżona symulacja zmienności θ była możliwa w przypadku punktów należących do podłoża stopy fundamentowej poprzez umożliwienie rozciągania próbek w badaniu trójosiowym. W celach porównawczych, w przypadku punktów *B*, *C*, *D*, *E*, *F*, przeprowadzono dodatkowo testy realizujące ścieżkę naprężenia ze zmodyfikowaną wartością dewiatora q_{mod} (patrz: rysunki 7.9 i 7.10). Porównanie optymalnych wartości parametrów (q mod: najl.) wraz ze średnimi odchyleniami od wartości średniej (q mod: D) dla wspomnianych punktów, na tle tych uzyskanych na podstawie testów z rozciąganiem (q: najl.) przedstawiono na rysunku 8.11. Rysunek 8.12 prezentuje natomiast graficznie jakość dopasowania teoretycznych ścieżek odpowiedzi oraz długości zrealizowanych ścieżek w stosunku do planowanych (t_{max} = 5.0).

Układ optymalnych wartości parametrów obliczonych na podstawie wyników testów realizujących ścieżki naprężenia ze zmodyfikowaną wartością dewiatora nie przejawia tak wyraźnej zależności od głębokości reprezentowanego punktu, jak miało to miejsce w testach z rozciąganiem (rysunki 8.3 i 8.4). Jednocześnie, za wyjątkiem testu E AM 12, jakość dopasowania teoretycznych ścieżek odpowiedzi do wyników doświadczalnych jest niższa, choć może to być również skutek mniejszej długości zrealizowanych ścieżek, o czym wspomniano wyżej.

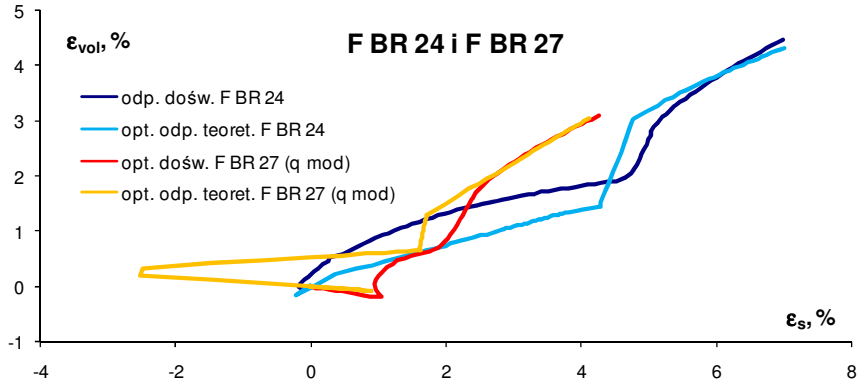


Rysunek 8.11. Porównanie optymalnych wartości parametrów modelu MCC wyznaczonych w testach z rozciąganiem (q) oraz ze zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia (q mod). Próbki B BR 14, B BR 32, B BR 19, C BR 13, C BR 31, C BR 30, D BR 15, D BR 29, E BR 20, E BR 23, E AM 12, F BR 17, F BR 24 i F BR 27.



Rysunek 8.12. Porównanie optymalnych wartości funkcji celu i długości zrealizowanej ścieżki naprężenia w testach z rozciąganiem oraz ze zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia (q mod). Model MCC.

Największe różnice w wartościach parametrów oszacowanych na podstawie tych dwóch typów testów dotyczą próbek reprezentujących punkty *E* i *F*, leżące na głębokości 2.25 m poniżej poziomu terenu. Na rysunku 8.13 przedstawiono doświadczalne i optymalne teoretyczne ścieżki odkształcenia dla przykładowych testów F BR 24 i F BR 27, obrazujące znaczną wizualną różnicę w jakości ich dopasowania. W celu pominięcia wpływu długości ścieżki, w przypadku testu F BR 24 pokazano odpowiedź na ścieżkę obciążenia skróconą do „czasu” t_{max} = 4.0; optymalne wartości parametrów oraz funkcji celu dla tej ścieżki można znaleźć w tabeli 8.2.



Rysunek 8.13. Porównanie optymalnych teoretycznych oraz doświadczalnych ścieżek odpowiedzi dla próbek reprezentujących punkt F podłoża fundamentu stopowego w przypadku ścieżki obciążenia z normalną i zmodyfikowaną wartością dewiatora. Testy F BR 24 i F BR 27. Model MCC.

Wpływ zastosowania lokalnego pomiaru odkształceń czy odkształceń objętościowych obliczonych na podstawie wzoru na niezmiennik (2.34) lub (2.35) na wartości optymalnych parametrów jest proporcjonalny oczywiście do różnicy w przebiegu ścieżek odpowiedzi uzyskanych przy ich użyciu w stosunku do ścieżek przyjętych w rozprawie za obowiązujące, tj. takich, w których odkształcenia osiowe mierzono zewnętrznym czujnikiem przemieszczeń, a pomiar odkształceń objętościowych oparto na odcieku wody porowej. Na przykładzie testów X BR 26 i Y BR 28, dla których na rysunku 7.11 zaprezentowano różnice w kształcie ścieżek odpowiedzi wyznaczonych tymi różnymi metodami, można stwierdzić, że wpływ ten jest niewielki (patrz: tabela 8.3)

Tabela 8.3. Porównanie optymalnych wartości parametrów modelu MCC dla ścieżek odpowiedzi wyznaczonych na podstawie zewnętrznego pomiaru odkształceń i pomiaru odcieku wody: $\varepsilon_s - \varepsilon_{vol}$, lokalnego pomiaru przemieszczeń: $\varepsilon_s^{lok} - \varepsilon_{vol}^{lok}$ oraz z użyciem wzoru niezmiennika odkształceń objętościowych: $\varepsilon_s - \varepsilon_{vol}^{niezm}$. Próbki X BR 26 i Y BR 28.

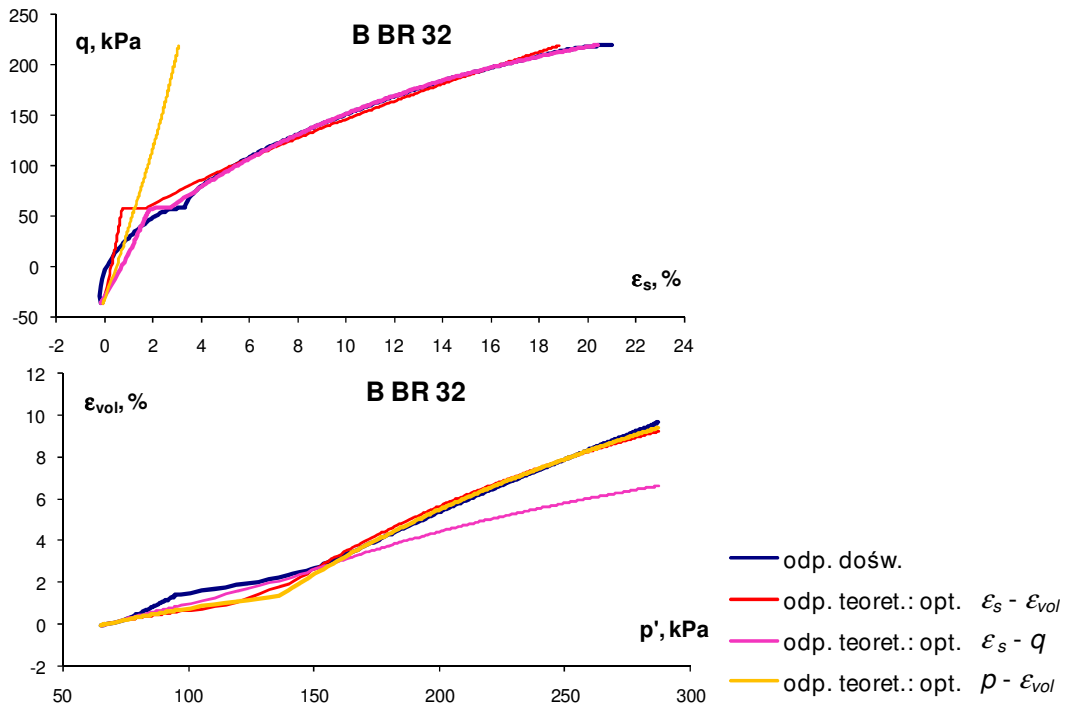
test	ścieżka odpowiedzi	S(b)	M			λ			κ			ν		
			EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
X BR 26	ε_s - ε_{vol}	**0.046**	1.12	0.02	**1.17**	0.17	0.00	**0.17**	0.02	0.00	**0.02**	0.44	0.01	**0.45**
	ε_s - $\varepsilon_{vol}^{niezm}$	**0.047**	1.02	0.02	**1.07**	0.15	0.00	**0.16**	0.03	0.00	**0.02**	0.41	0.01	**0.43**
	ε_s^{lok} - ε_{vol}^{lok}	**0.050**	0.99	0.02	**0.98**	0.12	0.00	**0.12**	0.02	0.00	**0.02**	0.45	0.00	**0.45**
Y BR 28	ε_s - ε_{vol}	**0.046**	0.81	0.00	**0.81**	0.07	0.00	**0.07**	0.02	0.00	**0.02**	0.26	0.00	**0.26**
	ε_s - $\varepsilon_{vol}^{niezm}$	**0.046**	0.81	0.00	**0.81**	0.07	0.00	**0.07**	0.02	0.00	**0.02**	0.26	0.00	**0.26**
	ε_s^{lok} - ε_{vol}^{lok}	**0.053**	0.81	0.00	**0.81**	0.08	0.00	**0.08**	0.03	0.00	**0.03**	0.25	0.00	**0.25**

Wszystkie dotychczas przedstawione wyniki kalibrowania modelu MCC metodą ścieżek obciążenia bazowały na ścieżkach odpowiedzi w „układzie uzupełniającym". W tabeli 8.4 przedstawiono porównanie wyników optymalizacji dla przykładowych próbek B BR 32 i X BR 26 na podstawie ścieżek w „układzie pośrednim".

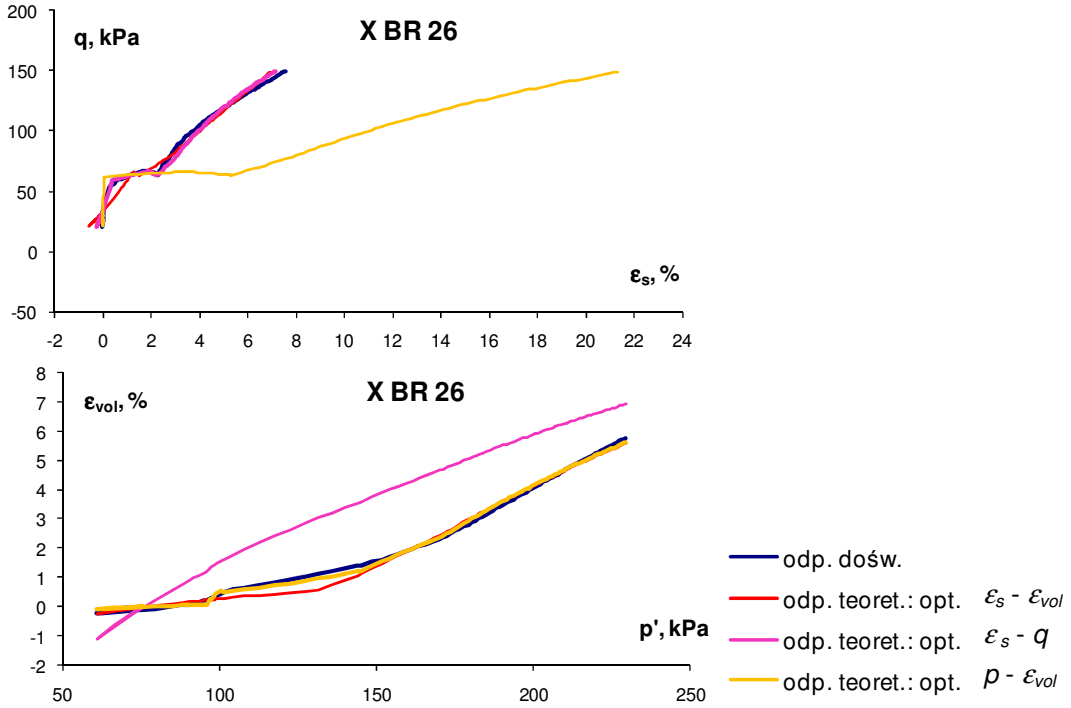
Tabela 8.4. Porównanie optymalnych wartości parametrów modelu MCC dla ścieżek odpowiedzi w „układzie uzupełniającym" oraz „układach pośrednich". Próbki B BR 32 i X BR 26.

test	ścieżka odpowiedzi	S(b)	M			λ			κ			ν		
			EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
B BR 32	ε_s - ε_{vol}	**0.041**	0.93	0.01	**0.93**	0.17	0.00	**0.17**	0.04	0.00	**0.04**	0.18	0.01	**0.18**
	ε_s - q	**0.008**	0.82	0.01	**0.81**	0.12	0.02	**0.11**	0.06	0.02	**0.06**	0.26	0.06	**0.29**
	p' - ε_{vol}	**0.018**	2.95	0.05	**2.93**	0.23	0.00	**0.23**	0.04	0.00	**0.04**	0.25	0.13	**0.26**
X BR 26	ε_s - ε_{vol}	**0.046**	1.12	0.02	**1.17**	0.17	0.00	**0.17**	0.02	0.00	**0.02**	0.44	0.01	**0.45**
	ε_s - q	**0.023**	0.78	0.02	**0.74**	0.16	0.02	**0.15**	0.12	0.02	**0.12**	0.09	0.05	**0.06**
	p' - ε_{vol}	**0.013**	0.77	0.00	**0.77**	0.14	0.00	**0.14**	0.01	0.00	**0.01**	0.14	0.08	**0.02**

Wartości minimalne funkcji celu w przypadku porównywania ścieżek ε_s - q lub p' - ε_{vol} są zdecydowanie mniejsze niż w przypadku „układu uzupełniającego", co jest oczywiście wynikiem, wspomnianego wcześniej, zerowania jednego ze składników sumy we wzorze (8.1). Optymalne zestawy parametrów różnią się od tych uzyskanych dla „układu uzupełniającego", cechuje je także wyższa wartość średniego odchylenia ośmiu najlepszych wyników. W przypadku obu analizowanych próbek dla układu p' - ε_{vol} program wygenerował więcej niż jedno rozwiązanie o tej samej wartości funkcji celu a różnych wartościach współczynnika Poissona ν, co świadczy o niedużym wpływie tego parametru na odkształcenia objętościowe w tym modelu. Porównanie doświadczalnych oraz teoretycznych ścieżek odpowiedzi w „układach uzupełniających" przedstawiono na rysunkach 8.14 i 8.15. Pokazano ścieżki teoretyczne obliczone z użyciem każdego z trzech optymalnych zestawów wartości parametrów w tabeli 8.4.



Rysunek 8.14. Porównanie doświadczalnych ścieżek odpowiedzi z teoretycznymi wyznaczonymi z użyciem zestawów parametrów optymalnych dla trzech układów: ε_s – ε_{vol}, q – ε_s i ε_{vol} – p'. Test B BR 32. Model MCC.



Rysunek 8.15. Porównanie doświadczalnych ścieżek odpowiedzi z teoretycznymi wyznaczonymi z użyciem zestawów parametrów optymalnych dla trzech układów: $\varepsilon_s - \varepsilon_{vol}$, $q - \varepsilon_s$ i $\varepsilon_{vol} - p'$. Testy X BR 26. Model MCC.

Z powyższych rysunków jasno wynika, że parametry optymalne dla jednego układu, mogą dawać zupełnie absurdalne odpowiedzi w innym układzie. Jedynie parametry optymalizowane na podstawie „układu uzupełniającego" pozwalają na uzyskanie takiego zestawu parametrów, który zapewnia dobre dopasowanie ścieżek odkształcenia we wszystkich układach. Powyższy przykład obrazuje również ogromne znaczenie przyjęcia właściwego kryterium kalibracji

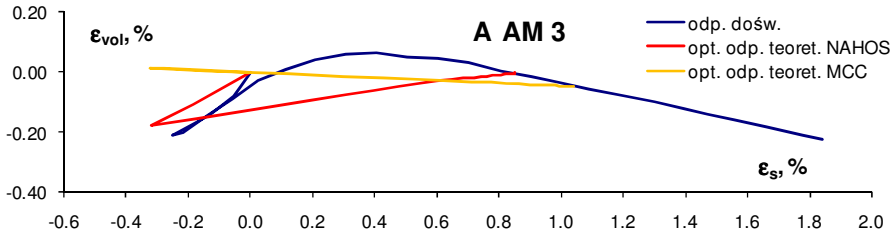
8.3. ESTYMACJA PARAMETRÓW MODELU NAHOS

Wyniki optymalizacji parametrów modelu NAHOS: M, λ, κ, ν oraz C i μ dla wszystkich próbek laboratoryjnych (patrz: tabela 7.2), pokazano w tabeli 8.5. Dane wejściowe do programu optymalizacyjnego zawierały, oprócz tych niezbędnych do kalibrowania modelu MCC, także wartości naprężeń (p'_R, q_R) w punkcie ostatniego ostrego zwrotu ścieżki naprężenia na etapie prekonsolidacji i odciążenia. We wszystkich próbkach, w których realizowano normalną (nie zmodyfikowaną) wartość dewiatora, punktem tym był punkt odpowiadający naprężeniu prekonsolidacji (p'_c, q_c), w innych przypadkach był to punkt odbicia ścieżki naprężenia od osi hydrostatycznej (patrz np. rysunek 6.25). Początkowe wartości przedziałów wartości parametrów M, λ, κ, ν stosowano takie jak dla modelu MCC, w przypadku dwóch pozostałych były to: C = <0, 300>, μ = <0, 300>.

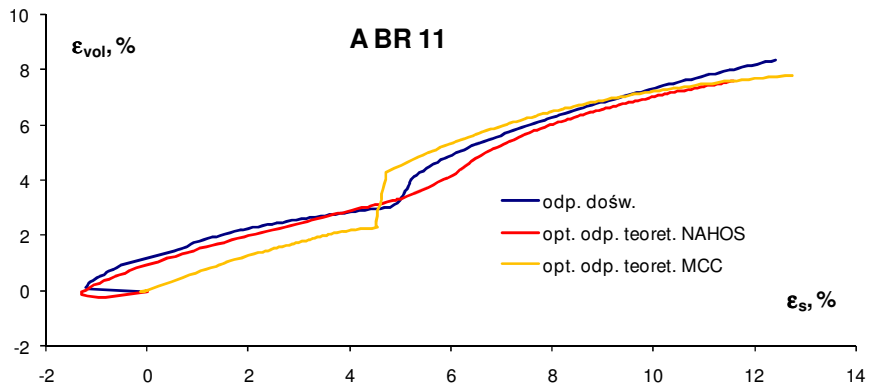
Tabela 8.5. Zestawienie optymalnych wartości parametrów modelu NAHOS.

lp	przyp.	test	gł.	q_{mod}	model	S(b)	M			λ			κ			ν			C			μ		
			m		kalibr./obciąż.		EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
1	ST	A AM 3	2.3	nie	NA/EL	**0.308**	0.82	0.11	**1.01**	0.01	0.00	**0.01**	0.01	0.00	**0.01**	0.42	0.01	**0.43**	158	55	**90**	88	80	**50**
2	ST	A AM 7	2.3	nie	NA/półp	**0.185**	1.03	0.01	**1.01**	0.02	0.00	**0.02**	0.01	0.00	**0.02**	0.40	0.04	**0.30**	91	74	**41**	71	44	**46**
3	ST	A AM 9	2.3	nie	NA/MCC	**0.101**	0.82	0.03	**0.79**	0.11	0.00	**0.11**	0.08	0.01	**0.09**	0.12	0.02	**0.11**	79	53	**85**	96	44	**29**
4	ST	A BR 11	2.3	nie	NA/MCC	**0.049**	0.85	0.08	**0.84**	0.11	0.01	**0.09**	0.05	0.03	**0.02**	0.32	0.25	**0.55**	80	79	**10**	60	67	**3**
5	ST	B BR 14	2.9	nie	NA/MCC	**0.060**	0.84	0.04	**0.72**	0.08	0.00	**0.08**	0.06	0.00	**0.06**	0.18	0.04	**0.03**	185	62	**290**	135	74	**193**
6	ST	B BR 19	2.9	tak	NA/MCC	**0.149**	1.03	0.00	**1.02**	0.09	0.00	**0.09**	0.06	0.00	**0.05**	0.31	0.01	**0.31**	50	26	**14**	188	21	**258**
7	ST	B BR 32	2.9	nie	NA/MCC	**0.090**	0.79	0.01	**0.78**	0.12	0.00	**0.12**	0.09	0.00	**0.09**	0.06	0.04	**0.02**	90	46	**109**	231	37	**245**
8	ST	C BR 13	3.5	nie	NA/MCC	**0.106**	1.01	0.00	**1.01**	0.12	0.00	**0.12**	0.00	0.00	**0.00**	0.46	0.00	**0.47**	340	128	**476**	451	57	**495**
9	ST	C BR 30	3.5	tak	NA/MCC	**0.112**	1.16	0.00	**1.16**	0.11	0.00	**0.11**	0.01	0.00	**0.01**	0.45	0.00	**0.45**	189	51	**202**	150	18	**142**
10	ST	C BR 31	3.5	nie	NA/MCC	**0.105**	0.99	0.13	**0.72**	0.11	0.00	**0.11**	0.02	0.03	**0.09**	0.13	0.12	**0.02**	126	65	**229**	209	51	**285**
11	ST	D BR 15	4.1	nie	NA/MCC	**0.079**	1.11	0.00	**1.12**	0.10	0.00	**0.10**	0.01	0.00	**0.01**	0.41	0.01	**0.42**	109	29	**149**	129	11	**145**
12	ST	D BR 29	4.1	tak	NA/MCC	**0.097**	1.56	0.04	**1.54**	0.12	0.00	**0.12**	0.01	0.00	**0.01**	0.49	0.00	**0.49**	135	50	**197**	218	59	**173**
13	ST	E AM 12	2.3	tak	NA/MCC	**0.142**	1.23	0.03	**1.26**	0.13	0.00	**0.13**	0.01	0.00	**0.01**	0.47	0.01	**0.48**	172	22	**218**	200	31	**248**
14	ST	E BR 20	2.3	nie	NA/MCC	**0.098**	1.05	0.09	**0.98**	0.10	0.00	**0.10**	0.05	0.02	**0.06**	0.16	0.08	**0.09**	81	36	**67**	75	50	**66**
15	ST	E BR 23	2.3	nie	NA/MCC	**0.094**	0.83	0.13	**0.75**	0.11	0.00	**0.11**	0.08	0.02	**0.10**	0.15	0.07	**0.00**	112	76	**72**	130	83	**59**
16	ST	F BR 17	2.3	nie	NA/MCC	**0.070**	0.87	0.06	**0.78**	0.11	0.00	**0.11**	0.06	0.01	**0.09**	0.03	0.02	**0.09**	110	29	**144**	126	10	**129**
17	ST	F BR 24	2.3	nie	NA/MCC	**0.082**	0.88	0.07	**0.78**	0.12	0.00	**0.11**	0.07	0.01	**0.09**	0.11	0.04	**0.09**	140	38	**212**	165	53	**202**
18	ST	F BR 27	2.3	tak	NA/MCC	**0.073**	1.06	0.00	**1.06**	0.10	0.00	**0.10**	0.04	0.00	**0.04**	0.27	0.01	**0.27**	136	67	**84**	156	27	**146**
19	ST	G AM 13	2.3	nie	NA/MCC	**0.116**	1.29	0.01	**1.29**	0.09	0.00	**0.09**	0.02	0.00	**0.02**	0.34	0.01	**0.35**	224	69	**295**	246	39	**257**
20	ST	G BR 12	2.3	nie	NA/MCC	**0.099**	1.30	0.01	**1.30**	0.12	0.00	**0.12**	0.01	0.00	**0.00**	0.27	0.09	**0.10**	237	24	**244**	3	1	**3**
21	ŚC	X BR 26	3.5	tak	NA/MCC	**0.080**	1.14	0.04	**1.31**	0.12	0.00	**0.12**	0.00	0.00	**0.00**	0.28	0.10	**0.50**	132	69	**209**	239	46	**166**
22	ŚC	Y BR 28	7.5	tak	NA/MCC	**0.053**	1.03	0.00	**1.03**	0.05	0.00	**0.05**	0.00	0.00	**0.00**	0.37	0.00	**0.37**	126	53	**189**	152	44	**240**
23	ŚC	Z AM 4	7.5	tak	NA/MCC	**0.117**	1.16	0.01	**1.15**	0.06	0.00	**0.06**	0.04	0.00	**0.04**	0.02	0.01	**0.01**	157	64	**106**	276	20	**287**
24	ŚC	Z BR 22	7.5	tak	NA/MCC	**0.105**	1.11	0.01	**1.11**	0.04	0.00	**0.04**	0.03	0.00	**0.03**	0.06	0.04	**0.02**	143	51	**66**	213	34	**185**

Podobnie jak w przypadku kalibrowania modelu MCC, najgorsze dopasowanie optymalnej ścieżki teoretycznej uzyskano dla próbki A AM 3, najlepsze natomiast dla próbki A BR 11. Na rysunkach 8.16 i 8.17 przedstawiono porównanie doświadczalnych oraz optymalnych teoretycznych ścieżek odpowiedzi wyznaczonych modelem NAHOS dla tych próbek, na tle krzywych uzyskanych modelem MCC z wykorzystaniem wartości parametrów dla niego optymalnych.



Rysunek 8.16. Porównanie doświadczalnej oraz optymalnej teoretycznej ścieżki odpowiedzi ε_s – $\varepsilon_{vol.}$ Próbka A AM 3. Model NAHOS i MCC.



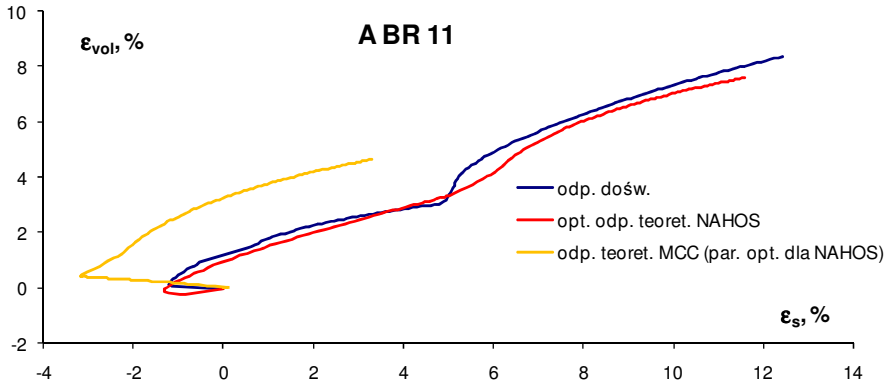
Rysunek 8.17. Porównanie doświadczalnej oraz optymalnej teoretycznej ścieżki odpowiedzi ε_s – $\varepsilon_{vol.}$ Próbka A BR 11. Model NAHOS i MCC.

W przeciwieństwie do modelu MCC, NAHOS był w stanie przewidzieć odkształcenia nieodwracalne w próbce A AM 3, mimo iż ścieżka naprężenia na całej swojej długości znajdowała się, według teorii stanu krytycznego, w obszarze sprężystym, natomiast w próbce A BR 11 - duże odkształcenia postaciowe przy odciążeniu. Żaden z modeli nie był w stanie dobrze symulować dylatancji materiału w przypadku próbki A AM 3.

W porównaniu z wynikami kalibrowania modelu MCC, NAHOS pozwolił na lepszą symulację odkształceń we wszystkich przypadkach reprezentujących punkt A w podłożu stopy fundamentowej oraz punkt Z masywu współdziałającego ze ścianą oporową, a także, dodatkowo, w przypadku próbki F BR 27. Cechą łączącą próbkę F BR 27 z tymi reprezentującymi punkt Z oraz z próbkami A AM 3 i A AM 7 są bardzo wysokie wartości funkcji celu (S(**b**) > 0.2), duże odchylenia średnie D(M) i D(λ) dla optymalnych zestawów parametrów wyznaczonych modelem MCC a także ścieżka naprężenia pozostająca (prawie całkowicie) wewnątrz powierzchni plastyczności. Celem stworzenia modelu NAHOS była poprawa przewidywań modelu MCC właśnie w tym zakresie, czego odzwierciedleniem jest ten wynik. Niestety w pozostałych

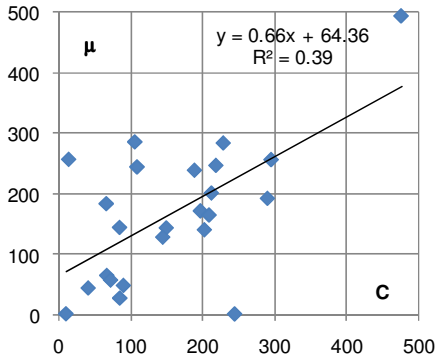
przypadkach odkształcenia teoretyczne policzone równaniami modelu NAHOS dały gorsze dopasowania do wyników laboratoryjnych.

Mimo iż cztery parametry modelu NAHOS są wspólne z modelem MCC, żaden z optymalnych zestawów w tabeli 8.5 nie pokrywa się z tymi w tabeli 8.1. (wyjątkiem są wyniki dla próbki A AM 9, dla których różnice w wartościach parametrów M, λ, κ; ν są mniejsze niż, odpowiednio,: 0.05; 0.01; 0.01 i 0.1.). Fakt ten potwierdza tezę postawioną na początku rozprawy, że w świetle metody ścieżek obciążenia, parametry modeli konstytutywnych nie powinny być traktowane jako niezależne wielkości fizyczne lecz jako współczynniki aproksymacji ściśle związane z danym modelem konstytutywnym. Zestaw wartości parametrów optymalny dla jednego modelu, nie musi być wcale optymalnym dla drugiego. Doskonałą lustracją tego stwierdzenia niech będzie rysunek 8.18, na którym porównano teoretyczne ścieżki odpowiedzi dla próbki A BR 11 wyznaczone modelami MCC i NAHOS z użyciem zestawu parametrów M, λ, κ i ν, optymalnego tylko dla modelu NAHOS.



Rysunek 8.18. Doświadczalna oraz teoretyczne ścieżki odpowiedzi wyznaczone modelami MCC i NAHOS z parametrami M, λ, κ i ν optymalnymi dla modelu NAHOS. Próbka A BR 11.

Oszacowanie dokładnych wartości parametrów C i μ metodą ścieżek obciążenia okazało się praktycznie niemożliwe. Algorytm genetyczny wielokrotnie generował wyniki o tym samym dopasowaniu, zawierające jednakowe wartości parametrów M, λ, κ; ν, lecz zupełnie różne wielkości C i μ.. Może to świadczyć o ich niewielkim, w porównaniu z pozostałymi parametrami, wpływie na ścieżkę odpowiedzi lub o ich wzajemnej zależności, choć trudno tu o ustalenie konkretnego związku funkcyjnego między optymalnymi wartościami tych parametrów (rysunek 8.19).



Rysunek 8.19. Porównanie optymalnych wartości parametrów C i μ dla wszystkich analizowanych próbek.

Model NAHOS różni się od MCC tylko wielkością obszaru sprężystego i postacią modułu wzmocnienia plastycznego, w którego wzorze (5.33) biorą udział właśnie parametry C i μ. Niemożność ich dokładnej estymacji oraz generalnie gorsze, niż w modelu MCC, dopasowania optymalnych ścieżek odpowiedzi są więc prawdopodobnie skutkiem niewłaściwego doboru funkcji wzmocnienia H (5.30) w tym modelu. Obecnie w Katedrze Geotechniki Politechniki Śląskiej trwają prace nad jej poprawą.

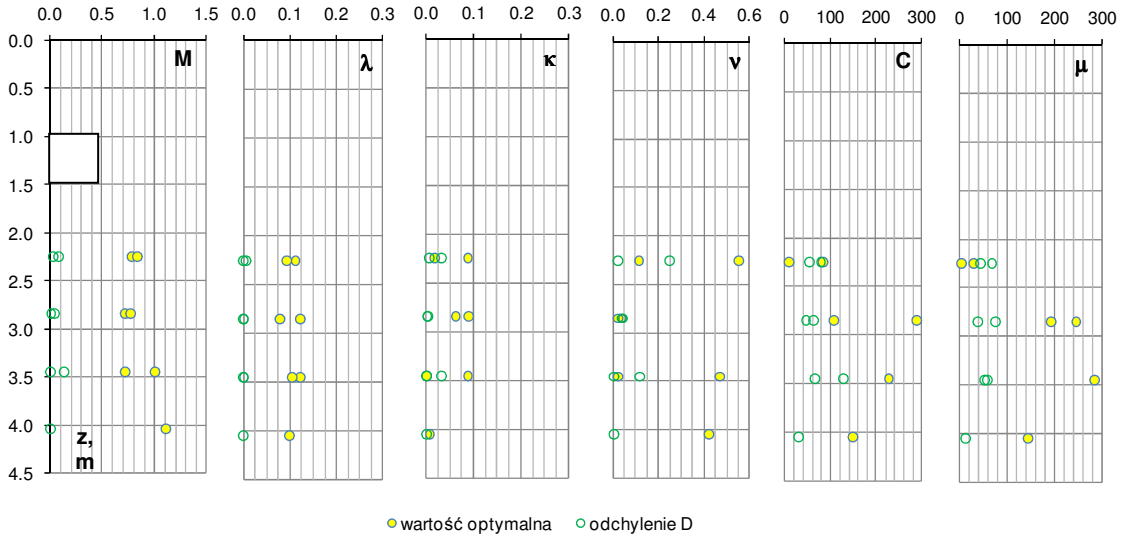
Na rysunkach 8.20 i 8.21 przedstawiono zależność optymalnych wartości parametrów modelu NAHOS od głębokości oraz od odległości od osi fundamentu stopowego. Pokazano wyniki tylko dla próbek obciążonych ścieżkami naprężenia wyznaczonymi modelem MCC z normalną (nie zmodyfikowaną) wartością q. Podobnie jak na rysunku 8.3, zaznaczono poziom posadowienia fundamentu stopowego oraz wartości parametrów przyjęte do analizy MES.

Parametr λ przyjmuje w przybliżeniu stałą wartość niezależnie od odległości punktu reprezentatywnego od fundamentu, natomiast M nieznacznie rośnie. Wartość parametru κ do głębokości 3 m oraz w odległości do 1.2 m od osi fundamentu jest również stała (≈ 0.08), natomiast maleje w dalszej odległości od źródła obciążenia. Wyniki cechują się dobrą powtarzalnością. Średnia wielkość parametru M = 0.90 jest identyczna jak przyjęta w analizie MES, λ (= 0.11) niższa a κ (= 0.06) wyższa. Współczynnik Poissona, podobnie jak parametry C i μ, przyjmuje przypadkowe wartości z zadanego przedziału, cechując się przy tym dużymi odchyleniami średnimi. Wartości tych parametrów wynoszą średnio: ν = 0.2, C = 165 a μ = 143.

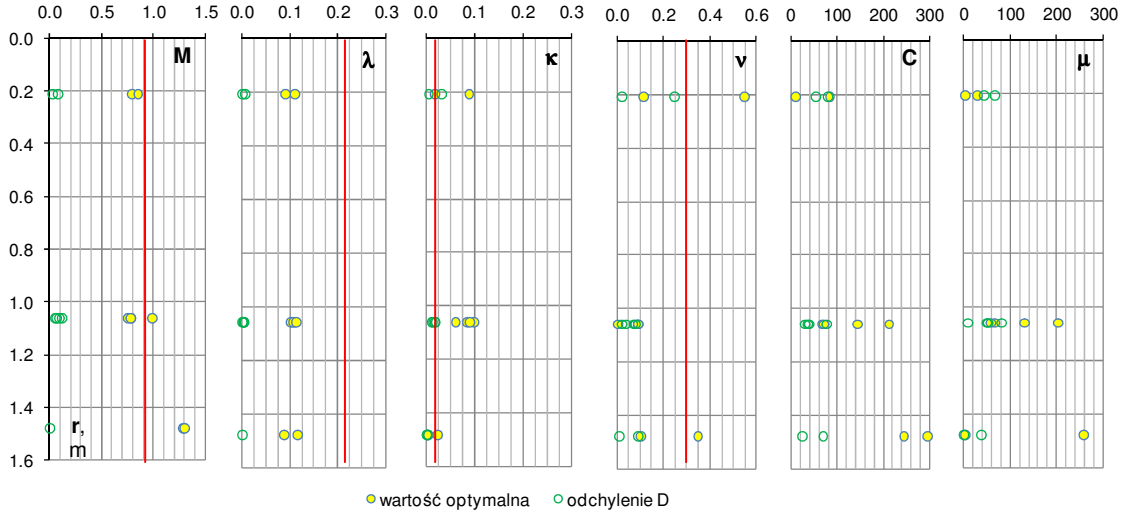
Optymalne wartości parametrów modelu NAHOS oraz średnie odchylenia ośmiu najlepszych osobników od wartości średniej, oszacowane na podstawie próbek: X BR 26, Y BR 28, Z BR 22 oraz Z AM 4, reprezentujących punkty należące do masywu współpracującego ze ścianą oporową pokazano na rysunku 8.22. Dla porównania, tak jak poprzednio, umieszczono na tym rysunku również wyniki dla próbek C BR 13 i C BR 31.

W porównaniu z parametrami oszacowanymi na podstawie próbki C BR 13 (charakteryzuje się mniejszymi odchyleniami średnimi niż C BR 31), wartości λ, κ i ν na głębokości 3.5 m są zbliżone do tych uzyskanych dla podłoża fundamentu stopowego. Jedynie M przyjmuje tam wyższą wartość. Na głębokości 7.5 m parametry M, λ i κ przyjmują podobne wartości, niezależne od położenia w stosunku do ściany oporowej: M ≈ 1.10, λ ≈ 0.05, κ≈ 0.02. Są one inne niż te wynikające z analizy podłoża fundamentu stopowego. Niestety znaczna rozbieżność optymalnych wartości parametrów ν oraz C i μ nie pozwala na wyciągnięcie żadnych wniosków na ich temat.

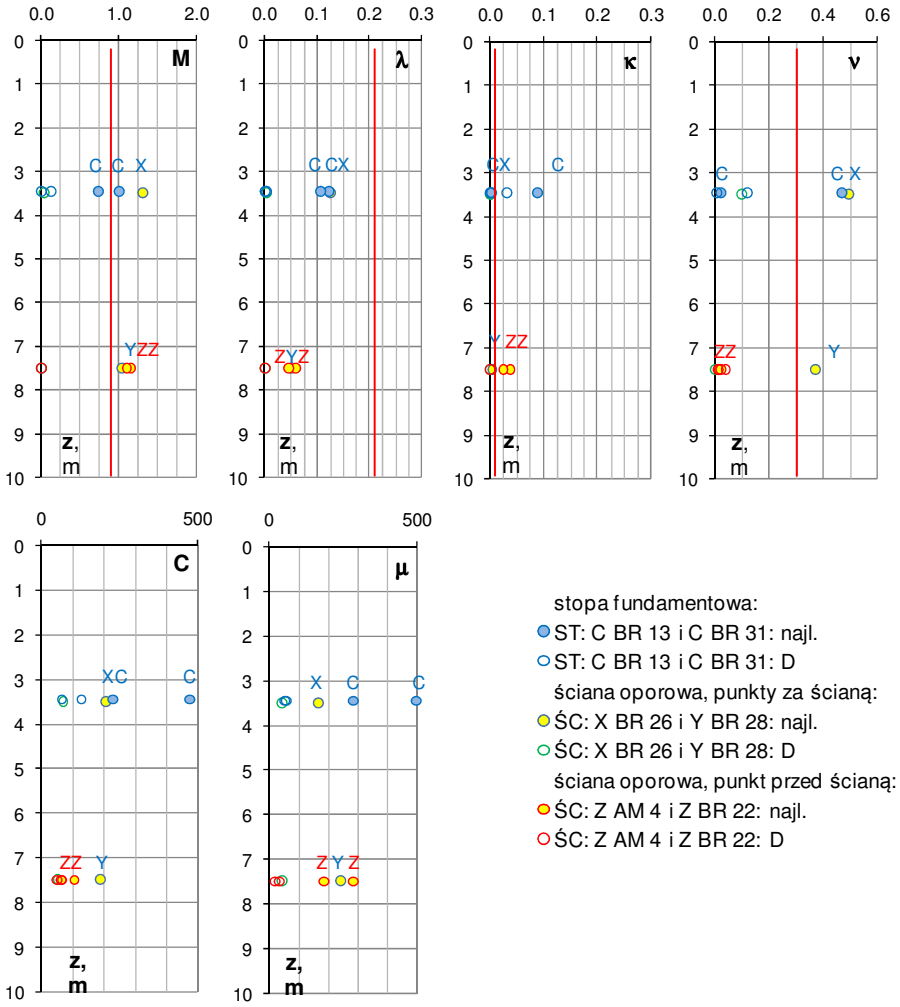
Rysunek 8.23 obrazuje zależność wartości parametrów modelu NAHOS od modelu konstytutywnego, którego użyto do wyznaczenia ścieżki naprężenia. Podobnie jak w przypadku modelu MCC, jest ona silna, szczególnie, jeśli chodzi o parametry λ i κ. Optymalizacja wyników testów na próbkach obciążanych zgodnie ze ścieżkami wyznaczonymi modelami prostszymi niż MCC, daje zdecydowanie niższe wartości tych współczynników. Optymalna wartość parametru M jest natomiast, w przypadku modeli sprężystych, wyższa.



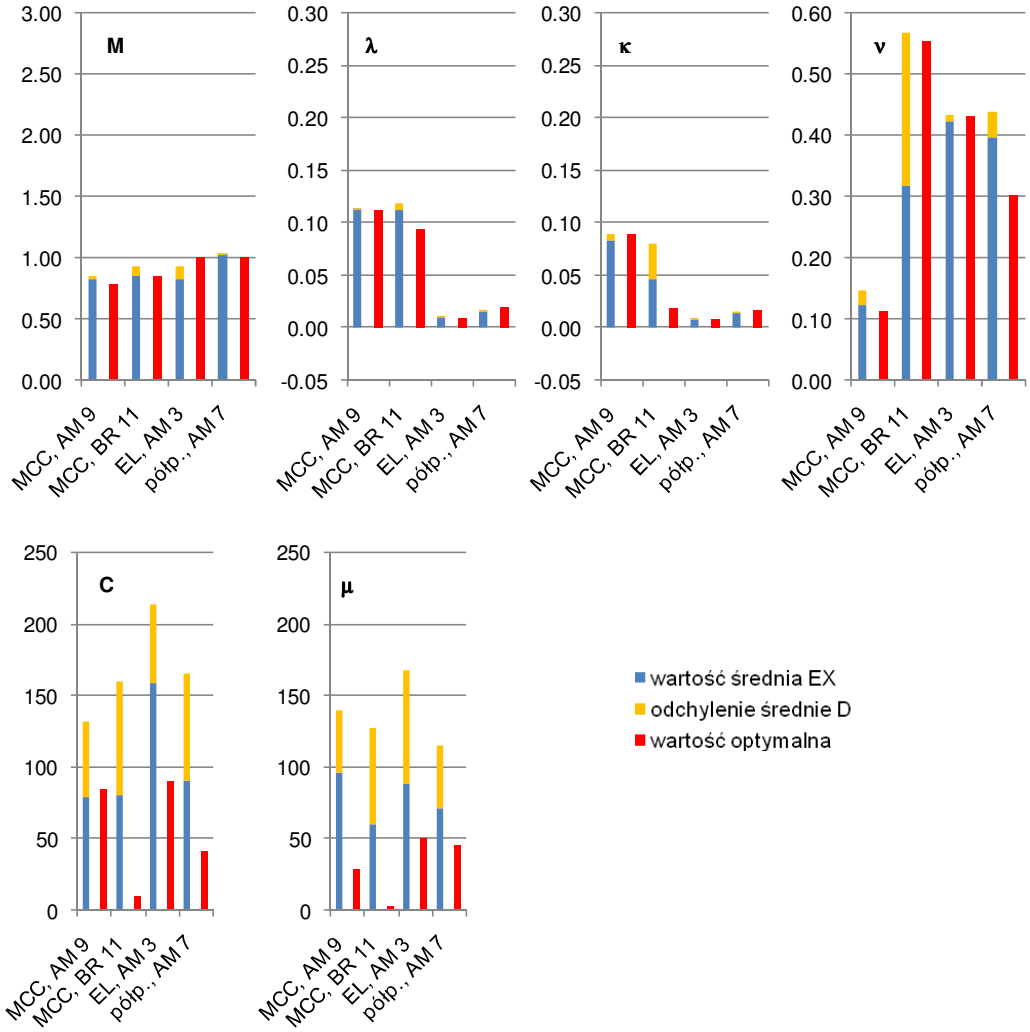
Rysunek 8.20. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu NAHOS od głębokości punktu reprezentatywnego w osi fundamentu stopowego. Próbki A AM 9, A BR 11, B BR 14, B BR 32, C BR 13, C BR 31 oraz D BR 15.



Rysunek 8.21. Zależność optymalnych wartości parametrów modelu NAHOS od odległości (r) punktu reprezentatywnego od osi fundamentu stopowego. Próbki A AM 9, A BR 11, E BR 20, E BR 23, F BR 17, F BR 24, G AM 13, G BR 12.



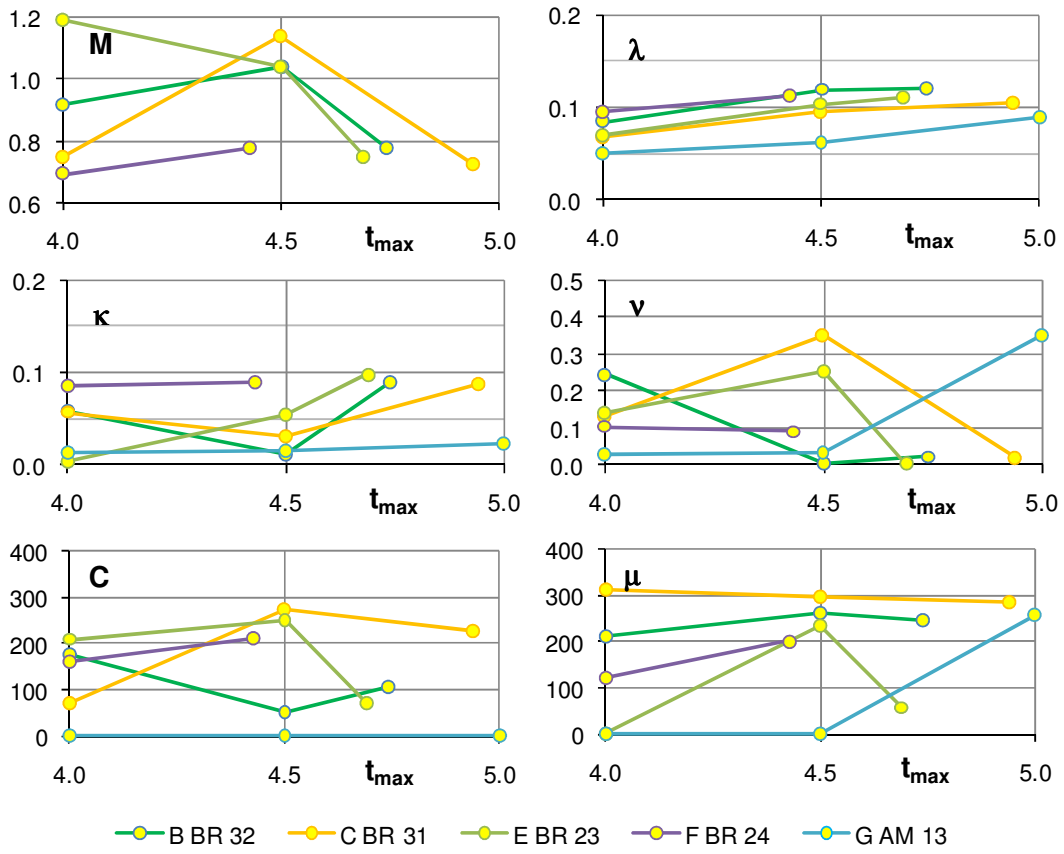
Rysunek 8.22. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu NAHOS od głębokości punktu reprezentatywnego. Próbki X BR 26, Y BR 28, Z AM 4 i Z BR 22 reprezentujące punkty w masywie gruntowym współpracującym ze ścianą oporową oraz próbki C BR 13 i C BR 31 reprezentujące punkt w osi fundamentu stopowego.



Rysunek 8.23. Zależność wartości parametrów modelu NAHOS w punkcie A w osi fundamentu stopowego od modelu konstytutywnego użytego do wyznaczenia ścieżki obciążenia. Próbki A BR 11, A AM 9, A AM 3 oraz A AM 7.

Podobnie jak w przypadku modelu MCC wartości parametrów oraz jakość dopasowania zależą od długości ścieżki naprężenia. W tabeli 8.6 zestawiono dla przykładowych próbek: B BR 32, C BR 31, E BR 23, F BR 17 i G AM 13, reprezentujących punkty w podłożu stopy fundamentowej, wyniki kalibrowania modelu NAHOS, wykonanego na podstawie ścieżek o długości pełnej oraz skróconych do stanu odpowiadającego „czasowi" 4.5 i 4.0. Rysunek 8.24 prezentuje graficznie zmiany wartości parametrów dla tych testów.

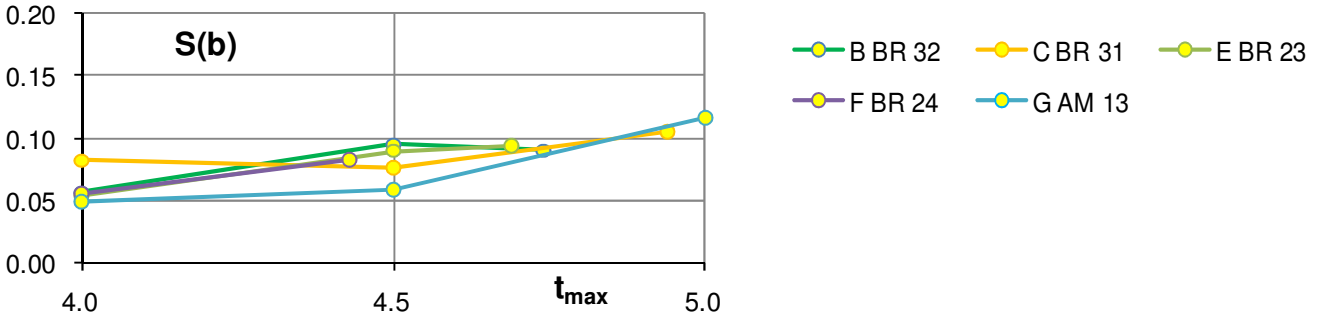
W przeciwieństwie do modelu MCC, jakość dopasowania teoretycznych ścieżek odpowiedzi wygenerowanych modelem NAHOS rośnie wraz ze skróceniem próbki. Dla ścieżek o długości odpowiadającej „czasowi" 4.0 jest ona lepsza niż w przypadku modelu MCC, co jest wynikiem bardziej zaawansowanego opisu materiału w obszarze prekonsolidacji. Jeśli chodzi o wartości parametrów, to nie da się ustalić wspólnego trendu ich zależności od długości ścieżki.



Rysunek 8.24. Wpływ długości ścieżki obciążenia na wartości parametrów modelu NAHOS. Próbki B BR 32, C BR 31, E BR 23, F BR 24 oraz G AM 13.

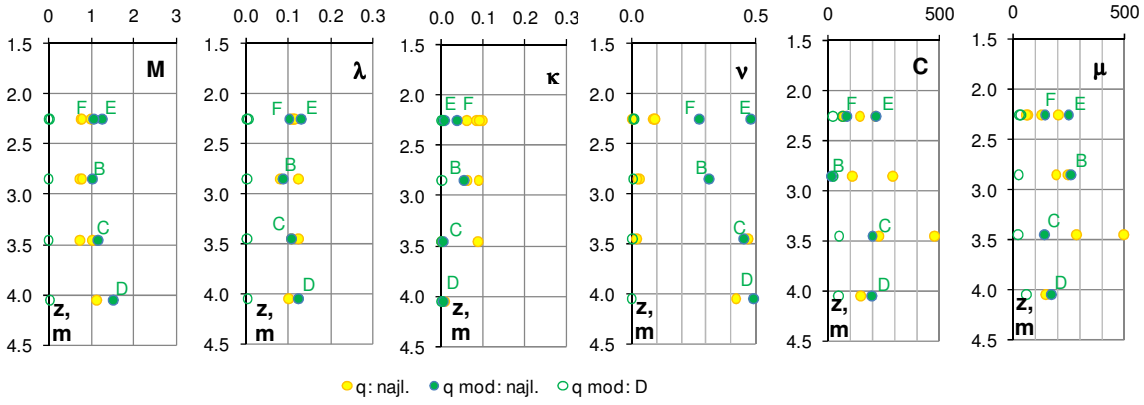
Tabela 8.6. Zestawienie optymalnych wartości parametrów modelu NAHOS dla wybranych próbek. Porównanie wyników dla różnych długości ścieżek naprężenia.

lp	przyp.	test	gł. m	"czas" t_{max}	S(b)	M			λ			κ			ν			C			μ		
						EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
1	ST	B BR 32	2.9	4.74	**0.090**	0.79	0.01	**0.78**	0.12	0.00	**0.12**	0.09	0.00	**0.09**	0.06	0.04	**0.02**	90	46	**109**	231	37	**245**
2			2.9	4.50	**0.094**	1.05	0.01	1.04	0.12	0.00	0.12	0.01	0.00	0.01	0.07	0.10	0.01	237	77	54	119	61	263
3			2.9	4.00	**0.055**	0.95	0.02	0.92	0.08	0.00	0.08	0.06	0.00	0.06	0.26	0.01	0.25	217	45	176	166	75	211
4	ST	C BR 31	3.5	4.94	**0.105**	0.99	0.13	**0.72**	0.11	0.00	**0.11**	0.02	0.03	**0.09**	0.13	0.12	**0.02**	126	65	**229**	209	51	**285**
5			3.5	4.50	**0.075**	1.14	0.00	1.14	0.10	0.00	0.10	0.03	0.00	0.03	0.35	0.00	0.35	219	63	276	294	6	297
6			3.5	4.00	**0.081**	0.86	0.03	0.75	0.07	0.00	0.07	0.05	0.00	0.06	0.21	0.02	0.13	150	66	72	322	18	313
7	ST	E BR 23	2.3	4.69	**0.094**	0.83	0.13	**0.75**	0.11	0.00	**0.11**	0.08	0.02	**0.10**	0.15	0.07	**0.00**	112	76	**72**	130	83	**59**
8			2.3	4.50	**0.089**	1.07	0.02	1.04	0.11	0.00	0.10	0.05	0.00	0.06	0.28	0.02	0.25	248	23	251	265	29	236
9			2.3	4.00	**0.052**	1.17	0.05	1.19	0.07	0.01	0.07	0.02	0.01	0.00	0.25	0.08	0.14	140	68	210	2	1	1
10	ST	F BR 24	2.3	4.43	**0.082**	0.88	0.07	**0.78**	0.12	0.00	**0.11**	0.07	0.01	**0.09**	0.11	0.04	**0.09**	140	38	**212**	165	53	**202**
11			2.3	4.00	**0.055**	0.81	0.10	0.69	0.10	0.00	0.10	0.07	0.01	0.09	0.14	0.04	0.10	145	52	163	156	100	121
12	ST	G AM 13	2.3	5.00	**0.116**	1.29	0.01	**1.29**	0.09	0.00	**0.09**	0.02	0.00	**0.02**	0.34	0.01	**0.35**	224	69	**295**	246	39	**257**
13			2.3	4.50	**0.058**	1.28	0.05	1.29	0.06	0.00	0.06	0.02	0.01	0.02	0.06	0.04	0.03	275	17	288	2	0	2
14			2.3	4.00	**0.048**	1.27	0.03	1.26	0.05	0.00	0.05	0.01	0.00	0.01	0.07	0.05	0.03	235	42	264	2	0	1

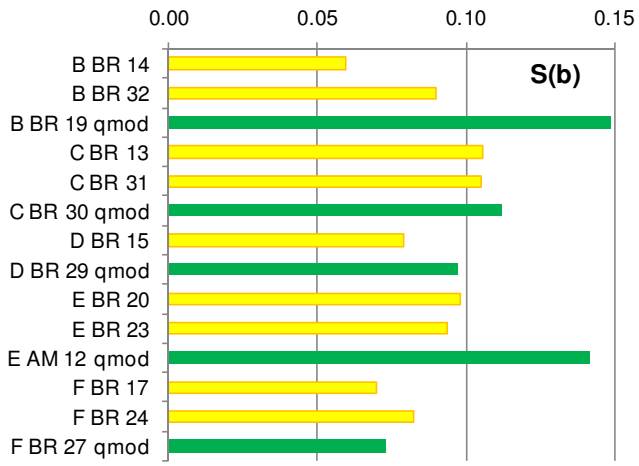


Optymalne wartości parametrów oszacowane na podstawie próbek obciążanych wzdłuż ścieżki ze zmodyfikowanym dewiatorem naprężenia (q mod: najl.) przedstawiono na rysunku 8.25, wraz ze średnimi odchyleniami od wartości średniej (q mod: D), na tle tych uzyskanych na podstawie testów z rozciąganiem (q: najl.). Rysunek 8.26 prezentuje jakość dopasowania teoretycznych ścieżek odpowiedzi dla rozważanych próbek.

Podobnie jak przy kalibrowaniu modelu MCC, jakość dopasowania ścieżek teoretycznych jest mniejsza w przypadku testów, w których uniemożliwiono rozciąganie. Optymalne wartości parametrów natomiast, choć różne, prezentują bardzo podobny trend zmian z głębokością punktu w podłożu fundamentu stopowego. Parametr M przyjmuje wartości większe ($M \approx 1.21$), κ mniejsze ($\kappa \approx 0.02$), natomiast wartość średnia λ jest taka sama jak w przypadku testów z normalną wartością q. Optymalne wartości pozostałych parametrów ($\nu \approx 0.40$, $C \approx 143$, $\mu \approx 193$) wykazują bardzo duży rozrzut.



Rysunek 8.25. Porównanie optymalnych wartości parametrów modelu NAHOS wyznaczonych w testach z rozciąganiem (q) oraz ze zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia (q mod). Próbki B BR 14, B BR 32, B BR 19, C BR 13, C BR 31, C BR 30, D BR 15, D BR 29, E BR 20, E BR 23, E AM 12, F BR 17, F BR 24 i F BR 27.



Rysunek 8.26. Porównanie optymalnych wartości funkcji celu w testach z rozciąganiem oraz ze zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia (q mod). Model NAHOS.

8.4. ESTYMACJA PARAMETRÓW MODELU CM

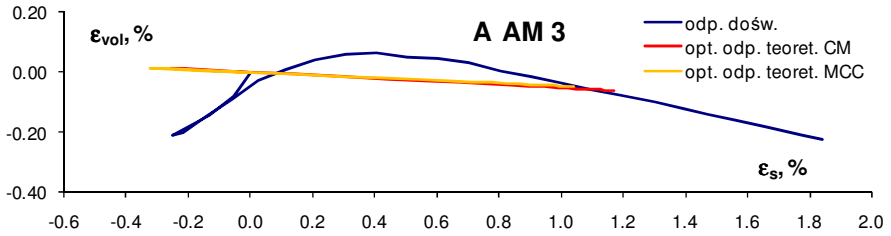
Wyniki optymalizacji parametrów modelu CM: c, ϕ, E, ν dla wszystkich próbek laboratoryjnych pokazano w tabeli 8.7.

Tabela 8.7. Zestawienie optymalnych wartości parametrów modelu CM.

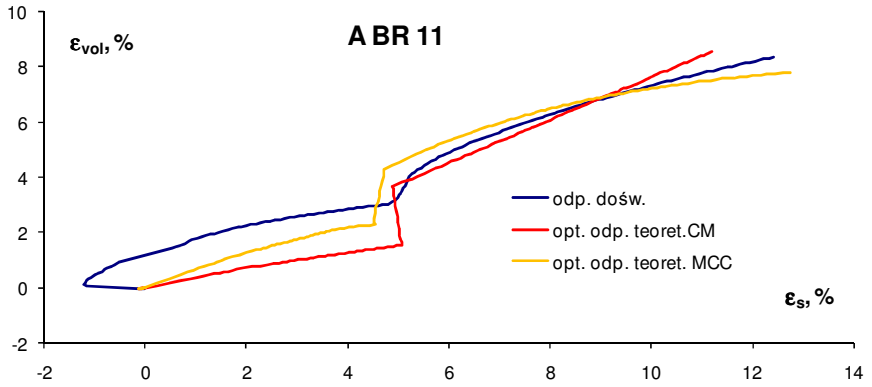
lp	nazwa	przyp.	gł. m	q_{mod}	"czas" t_{max}	model kalibr./obciąż.	S(b)	c, kPa			ϕ, °			E, MPa			ν, –		
								EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
1	A AM 3	ST	2.3	nie	3.41	CM/EL	0.342	0.6	0.2	**0.3**	40.8	5.4	**49.7**	3.3	0.0	**3.3**	0.52	0.00	**0.52**
2	A AM 7	ST	2.3	nie	4.46	CM/półp	**0.212**	16.7	2.7	**19.2**	29.9	4.0	**27.4**	2.0	0.0	**2.0**	0.47	0.00	**0.47**
3	A AM 9	ST	2.3	nie	4.47	CM/MCC	**0.151**	16.0	5.6	**23.8**	37.5	8.2	**40.7**	2.3	0.0	**2.3**	0.37	0.00	**0.38**
4	A BR 11	ST	2.3	nie	4.15	CM/MCC	0.085	0.6	0.2	**0.2**	29.2	7.0	**26.5**	1.6	0.0	**1.6**	0.38	0.00	**0.38**
5	B BR 14	ST	2.9	nie	4.46	CM/MCC	**0.102**	13.8	8.7	**16.6**	42.0	11.3	**51.0**	1.8	0.0	**1.8**	0.38	0.00	**0.38**
6	B BR 19	ST	2.9	tak	4.11	CM/MCC	**0.125**	5.6	2.2	**7.3**	41.9	11.9	**48.2**	1.8	0.0	**1.8**	0.41	0.00	**0.41**
7	B BR 32	ST	2.9	nie	4.74	CM/MCC	**0.107**	31.9	9.2	**23.2**	30.8	4.4	**30.1**	1.5	0.0	**1.5**	0.39	0.00	**0.39**
8	C BR 30	ST	3.5	tak	4.31	CM/MCC	**0.150**	17.0	16.4	**43.9**	35.9	10.1	**24.0**	1.1	0.0	**1.1**	0.44	0.00	**0.44**
9	C BR 13	ST	3.5	nie	4.93	CM/MCC	**0.123**	19.5	20.2	**0.5**	39.0	9.0	**48.1**	1.7	0.0	**1.7**	0.37	0.00	**0.37**
10	C BR 31	ST	3.5	nie	4.94	CM/MCC	**0.120**	14.5	15.9	**24.0**	38.4	9.1	**33.8**	2.0	0.0	**2.0**	0.37	0.00	**0.37**
11	D BR 15	ST	4.1	nie	5.00	CM/MCC	**0.123**	19.5	13.2	**46.1**	47.6	4.1	**50.2**	2.3	0.0	**2.3**	0.37	0.00	**0.37**
12	D BR 29	ST	4.1	tak	5.00	CM/MCC	**0.124**	12.6	14.2	**9.9**	41.4	8.4	**44.3**	1.6	0.0	**1.6**	0.42	0.00	**0.42**
13	E AM 12	ST	2.3	tak	4.95	CM/MCC	**0.135**	17.5	17.2	**48.2**	35.6	10.0	**51.5**	1.1	0.0	**1.1**	0.44	0.00	**0.44**
14	E BR 20	ST	2.3	nie	4.52	CM/MCC	**0.104**	1.3	1.1	**0.7**	47.0	11.2	**34.8**	1.5	0.0	**1.5**	0.39	0.00	**0.39**
15	E BR 23	ST	2.3	nie	4.69	CM/MCC	**0.098**	19.6	16.0	**48.2**	39.9	9.6	**47.8**	1.3	0.0	**1.3**	0.39	0.00	**0.39**
16	F BR 17	ST	2.3	nie	4.43	CM/MCC	**0.086**	0.5	0.3	**0.4**	47.0	9.9	**51.8**	1.6	0.0	**1.6**	0.38	0.00	**0.38**
17	F BR 24	ST	2.3	nie	4.43	CM/MCC	**0.091**	12.5	12.7	**20.1**	33.0	8.9	**24.2**	1.4	0.0	**1.4**	0.38	0.00	**0.38**
18	F BR 27	ST	2.3	tak	3.95	CM/MCC	**0.122**	8.9	11.2	**37.8**	41.5	9.2	**53.3**	1.1	0.0	**1.1**	0.45	0.00	**0.45**
19	G AM 13	ST	2.3	nie	5.00	CM/MCC	**0.126**	15.7	15.3	**20.9**	40.5	7.3	**46.1**	1.5	0.0	**1.5**	0.39	0.00	**0.39**
20	G BR 12	ST	2.3	nie	4.77	CM/MCC	**0.139**	0.5	0.2	**0.6**	43.0	12.2	**35.1**	1.0	0.0	**1.0**	0.40	0.00	**0.40**
21	X BR 26	ŚC	3.5	tak	4.00	CM/MCC	**0.089**	12.6	12.3	**34.5**	33.1	11.7	**21.9**	1.6	0.0	**1.6**	0.41	0.00	**0.41**
22	Y BR 28	ŚC	7.5	tak	4.00	CM/MCC	**0.146**	20.2	14.3	**39.8**	37.0	10.4	**33.8**	9.1	0.0	**9.1**	0.34	0.00	**0.34**
23	Z AM 4	ŚC	7.5	tak	4.00	CM/MCC	**0.309**	27.8	13.0	**35.0**	39.7	13.0	**30.0**	3.1	0.0	**3.0**	0.39	0.00	**0.39**
24	Z BR 22	ŚC	7.5	tak	2.35	CM/MCC	**0.217**	11.3	11.2	**5.6**	40.9	9.3	**36.3**	3.9	0.0	**3.9**	0.39	0.00	**0.39**

W przypadku tego modelu danymi wejściowymi były wyłącznie wektory naprężenia i odkształcenia uzyskane w badaniach laboratoryjnych oraz parametry algorytmu genetycznego. Przy każdym pierwszym uruchomieniu programu optymalizacyjnego stosowano następujące przedziały wartości: c = <0, 50>, ϕ = <0, 60>, E = <0, 20> i ν = <0, 0.5>.

Tak jak w przypadku kalibrowania modelu NAHOS, najlepsze dopasowanie optymalnej ścieżki teoretycznej do doświadczalnej uzyskano w przypadku próbki A BR 11, a najgorsze dla próbki A AM 3. Rysunki 8.27 i 8.28 prezentują ich porównanie na tle krzywych optymalnych dla modelu MCC.



Rysunek 8.27. Porównanie doświadczalnej oraz optymalnej teoretycznej ścieżki odpowiedzi ε_s – $\varepsilon_{vol.}$ Próbka A AM 3. Model CM i MCC.



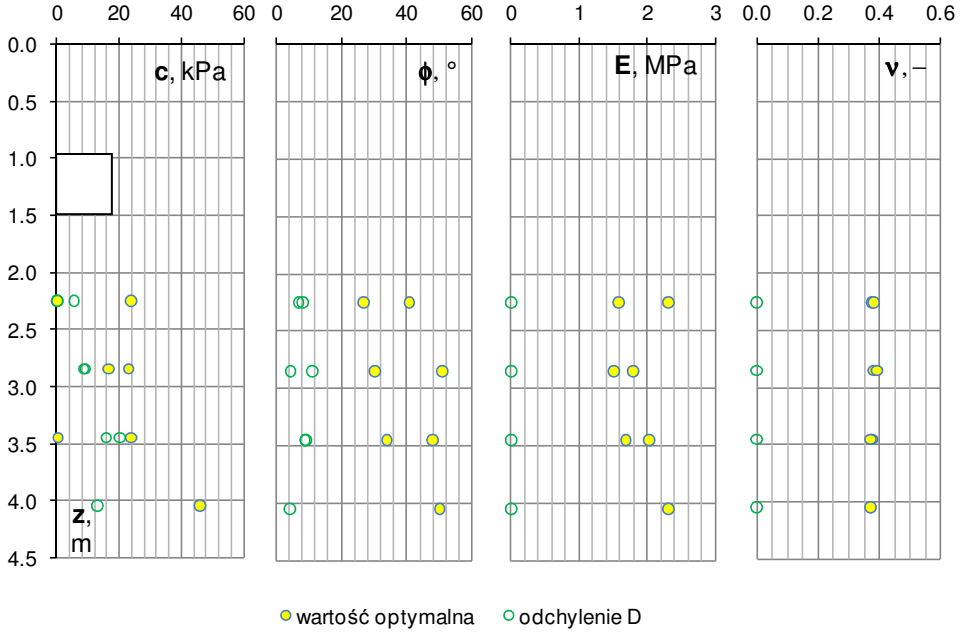
Rysunek 8.28. Porównanie doświadczalnej oraz optymalnej teoretycznej ścieżki odpowiedzi ε_s – $\varepsilon_{vol.}$ Próbka A BR 11. Model CM i MCC.

Przebieg optymalnej teoretycznej ścieżki odpowiedzi wyznaczonej modelem CM dla próbki A AM 3 ma identyczny charakter jak w modelu MCC, ponieważ na całej długości ścieżki naprężenia w obu modelach obowiązują związki sprężyste. Z tego też powodu, bardzo podobnie przedstawia się porównanie wyników dla próbek A AM 7, Z AM 4 i Z BR 22. Procedura optymalizacji dała w ich przypadku wartości współczynnika Poissona takie same dla modelu MCC i CM.

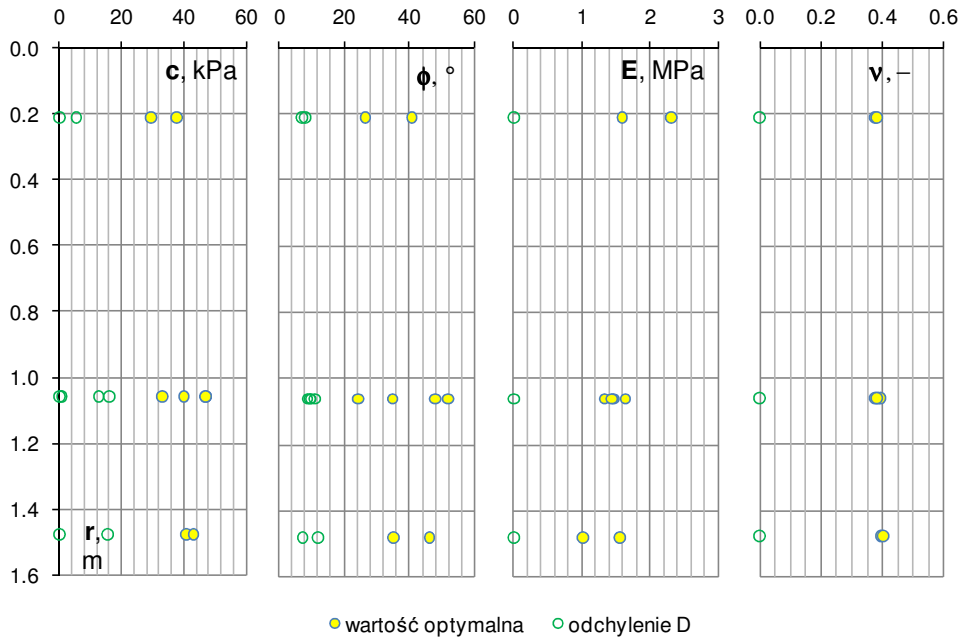
Mimo najlepszego z uzyskanych dopasowania krzywych dla próbki A BR 11, kształt optymalnej ścieżki odpowiedzi wygenerowanej modelem CM znacznie odbiega od tej doświadczalnej. Największym mankamentem jest prostoliniowość jej odcinków, która dotyczy zresztą wszystkich analizowanych próbek. Dopasowanie teoretycznych ścieżek odpowiedzi do doświadczalnych jest we wszystkich przypadkach, za wyjątkiem testów A AM 3 i A AM 7, gorsze niż w modelu MCC.

Warto zwrócić uwagę na to, że w żadnym z testów kalibrujących model CM nie udało się oszacować wartości parametrów c i ϕ w sposób dokładny, tzn. tak, aby odchylenia średnie dla ośmiu najlepszych wyników stanowiły mniej niż 10% wartości średniej. Algorytm genetyczny, praktycznie w przypadku każdego badania, generował więcej niż jedno rozwiązanie o minimalnej wartości funkcji celu, różniące się tylko wartościami tych parametrów. Wynika to z faktu, iż w związkach liniowo sprężystych, jakie obowiązują w stanie przedgranicznym w modelu CM, współczynniki c i ϕ w ogóle nie występują, a zatem nie mają żadnego udziału w wyznaczaniu wielkości odkształceń. Jedynie przy przyjęciu ustalonej wartości kohezji, algorytm jest w stanie oszacować minimalną dopuszczalną wartość kąta tarcia wewnętrznego. W innym przypadku, przy analizie pojedynczej ścieżki naprężenia, istnieje nieskończenie wiele kombinacji c i ϕ. Metoda ścieżek obciążenia, stworzona raczej do charakteryzowania gruntu w zakresie obciążeń eksploatacyjnych, w przypadku modelu CM pozwala zatem wyłącznie na estymację wartości parametrów „odkształceniowych" E i ν. To zadanie zresztą zostało spełnione w sposób prawidłowy, jeśli spojrzeć na zerowe odchylenia średnie dla tych współczynników we wszystkich optymalnych zestawach parametrycznych. W związku z powyższym, analiza wyników kalibrowania modelu CM zostanie ograniczona do parametrów E i ν. Rozkłady optymalnych wartości c i ϕ zostaną pokazane bez dalszego komentarza.

Na podstawie rysunków 8.29 i 8.30 można zauważyć, że we wszystkich punktach reprezentatywnych podłoża fundamentu stopowego, niezależnie od głębokości, optymalna wartość współczynnika Poissona wynosi 0.38 ± 0.01. Moduł Younga rośnie wraz z głębokością: od ok. 1.9 do 2.2 MPa, natomiast, na głębokości 2.25 m, nieznacznie maleje wraz z odległością od osi fundamentu: od ok. 1.9 do 1.3 MPa.



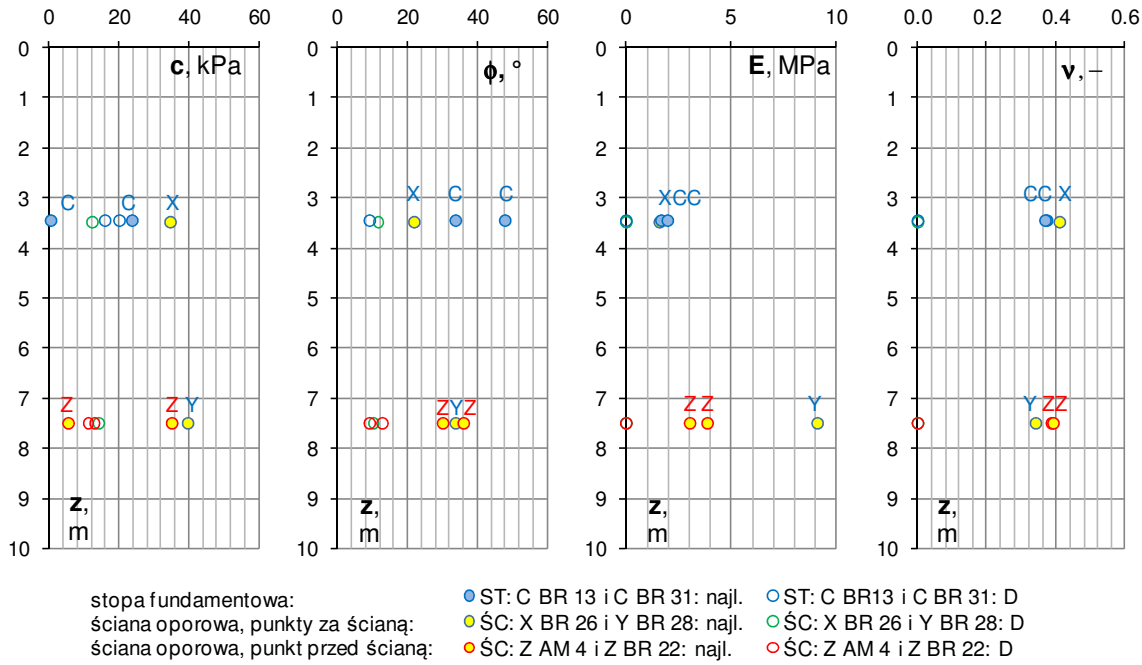
Rysunek 8.29. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu CM od głębokości punktu reprezentatywnego. Próbki A AM 9, A BR 11, B BR 14, B BR 32, C BR 13, C BR 31 oraz D BR 15 reprezentujące punkty w osi fundamentu stopowego.



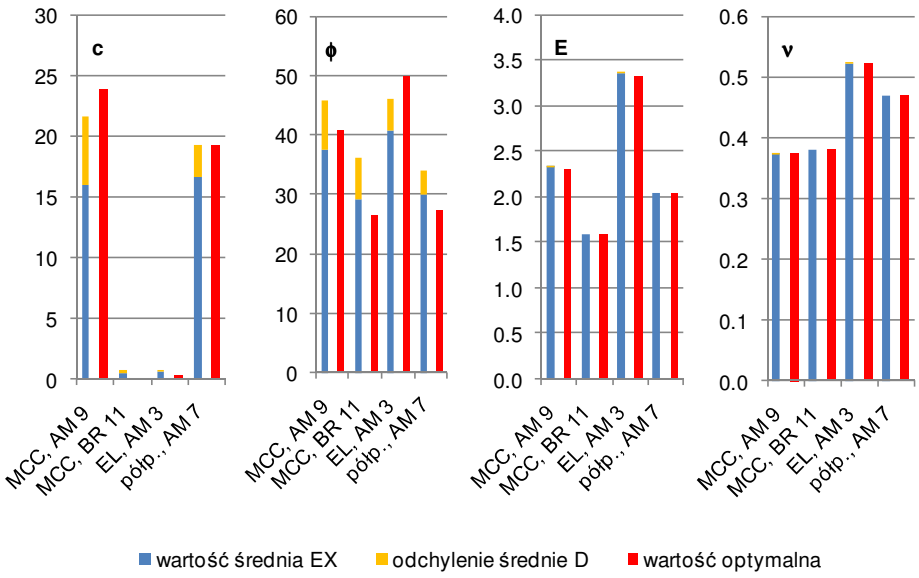
Rysunek 8.30. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu CM od odległości punktu reprezentatywnego od osi fundamentu stopowego. Próbki A AM 9, A BR 11, E BR 20, E BR 23, F BR 17, F BR 24, G AM 13 oraz G BR 12 reprezentujące punkty na jednej głębokości pod podstawą fundamentu stopowego.

Parametry E i ν, optymalne dla próbek reprezentujących punkty w masywie współdziałającym ze ścianą oporową, są na głębokości 3.5 m praktycznie niezależne od tego czy analizowana jest ściana oporowa, czy fundament stopowy (patrz: rysunek 8.31). Współczynnik Poissona w pobliżu dolnej krawędzi ściany (na głębokości 7.5 m) przyjmuje zbliżone wartości zarówno w punkcie przed i za ścianą oporową, niewiele inne niż te w punkcie X. Istotna różnica występuje natomiast w wartości modułu Younga, który, podobnie jak w przypadku podłoża fundamentu stopowego, rośnie z głębokością, przy czym jest prawie trzykrotnie wyższy dla próbki reprezentującej punkt za ścianą niż przed nią. Należy jednak pamiętać, że jakość dopasowania krzywej teoretycznej do doświadczalnej w punkcie Z jest bardzo niska i model CM słabo symuluje zachowanie gruntu w tym miejscu masywu.

Porównanie optymalnych wartości parametrów E i ν dla próbek reprezentujących punkt A podłoża fundamentu stopowego, obciążonych ścieżkami naprężenia wyznaczonymi dla różnych modeli, przedstawiono na rysunku 8.32. Tak jak w przypadku modeli MCC i NAHOS, wartości parametrów różnią się dla każdego z modeli, a optymalne teoretyczne ścieżki odpowiedzi dają skrajnie różne dopasowania S(**b**).



Rysunek 8.31. Zależność wartości optymalnych parametrów modelu CM od głębokości punktu reprezentatywnego. Próbki X BR 26, Y BR 28, Z AM 4 i Z BR 22 reprezentujące punkty w masywie gruntowym współpracującym ze ścianą oporową oraz próbki C BR 13 i C BR 31 reprezentujące punkt w osi fundamentu stopowego.

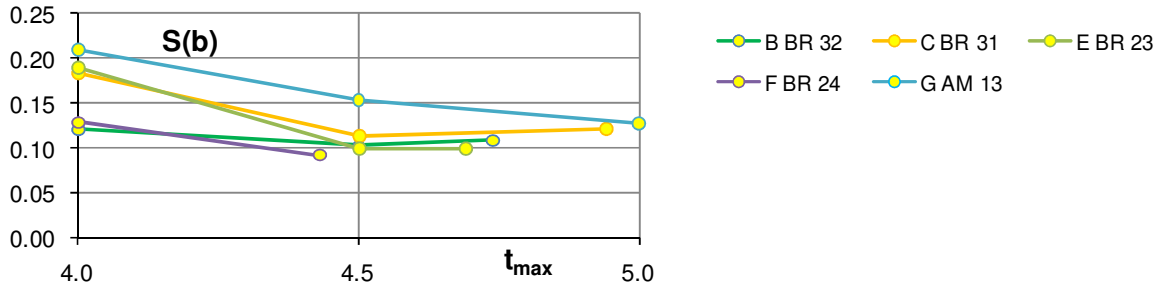


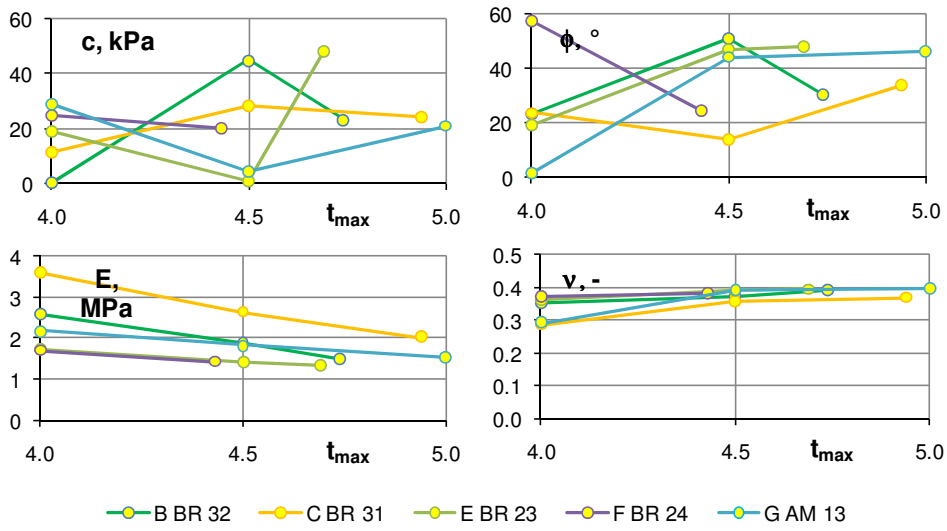
Rysunek 8.32. Zależność wartości parametrów modelu CM w punkcie A w osi fundamentu stopowego od modelu konstytutywnego użytego do wyznaczenia ścieżki obciążenia. Próbki A BR 11, A AM 9, A AM 3 oraz A AM 7.

Podobnie jak w przypadku modelu MCC, wartość funkcji celu rośnie wraz ze skróceniem ścieżki naprężenia (patrz: tabela 8.8). Można zaobserwować również wyraźny wzrost optymalnych wartości modułu Younga oraz niewielki spadek wartości współczynnika Poissona, przedstawione na rysunku 8.33. Wzrost wartości parametru *E* jest zgodny z większą sztywnością gruntu w przypadku ścieżek naprężenia pozostających na proporcjonalnie większym odcinku w stanie prekonsolidacji.

Tabela 8.8. Zestawienie optymalnych wartości parametrów modelu CM dla wybranych próbek. Porównanie wyników dla różnych długości ścieżek naprężenia.

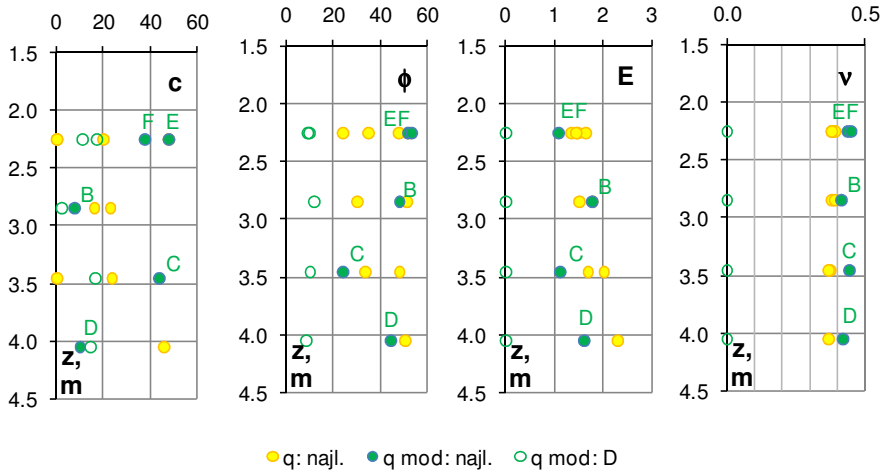
lp	przyp.	test	gł. m	"czas" t_{max}	S(b)	c			ϕ			E			ν		
						EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.	EX	D	najl.
1	ST	B BR 32	2.9	4.74	**0.107**	31.9	9.2	**23.2**	30.8	4.4	**30.1**	1.5	0.0	**1.5**	0.39	0.00	**0.39**
2			2.9	4.50	**0.102**	14.5	16.7	**44.9**	42.1	8.6	**50.7**	1.9	0.0	**1.9**	0.37	0.00	**0.37**
3			2.9	4.00	**0.119**	2.3	3.4	**0.2**	39.8	11.0	**23.3**	2.6	0.0	**2.6**	0.35	0.00	**0.35**
4	ST	C BR 31	3.5	4.94	**0.120**	14.5	15.9	**24.0**	38.4	9.1	**33.8**	2.0	0.0	**2.0**	0.37	0.00	**0.37**
5			3.5	4.50	**0.111**	16.7	17.0	**28.2**	33.9	11.1	**13.8**	2.6	0.0	**2.6**	0.36	0.00	**0.36**
6			3.5	4.00	**0.183**	32.1	6.2	**11.4**	28.6	9.5	**23.6**	3.6	0.0	**3.6**	0.29	0.00	**0.29**
7	ST	E BR 23	2.3	4.69	**0.098**	19.6	16.0	**48.2**	39.9	9.6	**47.8**	1.3	0.0	**1.3**	0.39	0.00	**0.39**
8			2.3	4.50	**0.099**	19.1	16.9	**0.5**	33.4	8.7	**46.8**	1.4	0.0	**1.4**	0.39	0.00	**0.39**
9			2.3	4.00	**0.188**	2.4	3.3	**18.7**	31.4	9.5	**19.1**	1.7	0.0	**1.8**	0.36	0.00	**0.36**
10	ST	F BR 24	2.3	4.43	**0.091**	12.5	12.7	**20.1**	33.0	8.9	**24.2**	1.4	0.0	**1.4**	0.38	0.00	**0.38**
11			2.3	4.00	**0.127**	28.6	14.2	**24.8**	43.1	10.0	**57.0**	1.7	0.0	**1.7**	0.37	0.00	**0.37**
12	ST	G AM 13	2.3	5.00	**0.126**	15.7	15.3	**20.9**	40.5	7.3	**46.1**	1.5	0.0	**1.5**	0.39	0.00	**0.39**
13			2.3	4.50	**0.153**	16.4	18.1	**4.1**	35.6	13.3	**44.0**	1.8	0.0	**1.8**	0.39	0.00	**0.39**
14			2.3	4.00	**0.208**	28.8	1.4	**28.9**	1.9	0.7	**1.8**	2.2	0.0	**2.2**	0.29	0.00	**0.29**





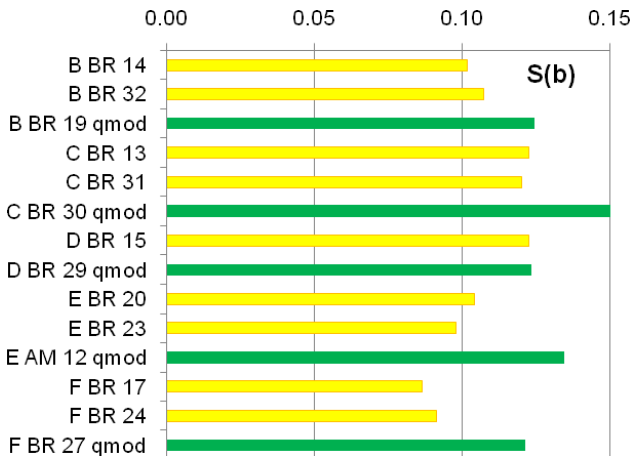
Rysunek 8.33. Wpływ długości ścieżki obciążenia na wartości parametrów modelu CM. Próbki B BR 32, C BR 31, E BR 23, F BR 24 oraz G AM 13.

Fakt zastosowania zmodyfikowanej wartości intensywności naprężenia q_{mod} ma nieznaczny wpływ na wartości odkształceniowych parametrów modelu CM, co przedstawiono na rysunku 8.34. Wartości modułu Younga nie wykazują tak wyraźnego trendu wzrostowego z głębokością jak w testach z rozciąganiem, a uśredniona wartość dla pokazanych wyników jest niższa o ok. 0.4 MPa. Współczynnik Poissona jest, podobnie jak w pozostałych testach, stały i niezależny od głębokości rozważanego punktu, przy czym przyjmuje wartość wyższą: średnio 0.43.



Rysunek 8.34. Porównanie optymalnych wartości parametrów modelu CM wyznaczonych w testach z rozciąganiem (q) oraz ze zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia (q mod). Próbki B BR 14, B BR 32, B BR 19, C BR 13, C BR 31, C BR 30, D BR 15, D BR 29, E BR 20, E BR 23, E AM 12, F BR 17, F BR 24 i F BR 27.

Tak jak w przypadku wcześniej analizowanych modeli, jakość dopasowania optymalnych teoretycznych ścieżek odpowiedzi w testach ze zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia jest niższa (rysunek 8.35), choć w świetle analizy wyników z tabeli 8.8, i tu można ten fakt wytłumaczyć mniejszą długością zrealizowanych ścieżek naprężenia.



Rysunek 8.35. Porównanie optymalnych wartości funkcji celu w testach z rozciąganiem oraz ze zmodyfikowaną wartością dewiatora naprężenia (q mod). Model CM.

8.5. WNIOSKI

Metoda algorytmów genetycznych okazała się bardzo efektywnym narzędziem optymalizacji wartości parametrów. Analiza uzyskanych za jej pomocą wyników pozwala na wyciągnięcie kilku wniosków podsumowujących:

- znaczący wpływ na optymalne wartości parametrów mają kształt i długość ścieżki obciążenia, zależne bezpośrednio od modelu konstytutywnego użytego do jej określenia, rozważanej sytuacji geotechnicznej, wielkości obciążenia i położenia punktu reprezentatywnego;
- parametry można oszacować jednoznacznie tylko w takim przypadku, gdy występują w tej części równania konstytutywnego, która dotyczy danej podprzestrzeni naprężenia;
- bardzo istotny jest dobór kryterium kalibrowania, tzn. równania funkcji celu i definicji ścieżki odpowiedzi („układ uzupełniający” lub „pośredni”);
- wartości parametrów oszacowane metodą ścieżek obciążenia różnią się, niekiedy zasadniczo, od tych oszacowanych na podstawie prostych testów i danych literaturowych;
- optymalne wartości parametrów wspólnych dla różnych modeli konstytutywnych są różne w zależności od kalibrowanego modelu, nawet przy wykorzystaniu tej samej ścieżki obciążenia.

Metoda ścieżek obciążenia umożliwia nie tylko oszacowanie optymalnych wartości parametrów, ale również, niejako „przy okazji”, jest doskonałym sposobem weryfikacji modeli. Na podstawie przedstawionych przykładów można stwierdzić, że model MCC zapewnił dobrą symulację doświadczalnej odpowiedzi materiału w pełnym zakresie analizowanych obciążeń, model NAHOS sprawdził się w przypadku ścieżek naprężenia, których dominujący odcinek znajduje się w obszarze prekonsolidacji, natomiast znacznie gorsze dopasowania uzyskano z użyciem modelu CM.

9. ZAKOŃCZENIE

9.1. PODSUMOWANIE, WNIOSKI I OSIĄGNIĘCIA

W praktyce, szacowanie wielkości liczbowych, niezbędnych do projektowania konstrukcji geotechnicznych czy posadowień, najczęściej koncentruje się na prostych testach laboratoryjnych w aparatach edometrycznych i trójosiowych, na podstawie których wyznacza się wartości kohezji c, kąta tarcia wewnętrznego ϕ oraz modułów ściśliwości M i M_0. Nadaje się im ogólną nazwę „parametrów".

W niniejszej pracy zwrócono uwagę na zupełnie inne oblicze tego pojęcia, w ramach którego parametry traktowane są jako współczynniki regresji, związane ściśle z konkretnym modelem konstytutywnym, mającym za zadanie symulować rzeczywiste zachowanie się gruntu pod obciążeniem. Jako takie, parametry utożsamiane są ze stałymi liczbowymi, nie posiadającymi wymiaru fizycznego. Stopień zaawansowania modelu ma bezpośredni wpływ na to, czy dany parametr, lub bardziej precyzyjnie – zestaw parametrów, może być uznany rzeczywiście za wielkość stałą, zależną wyłącznie od rodzaju i stanu gruntu. Jak dowodzą wyniki wielu doświadczeń, przytoczone w rozdziale 1.2, parametry większości popularnych modeli konstytutywnych, w celu precyzyjnego opisu odpowiedzi materiału, muszą przyjmować wartości zmienne, zależne m.in. od geologicznej historii podłoża oraz aktualnych warunków i przebiegu obciążenia.

Estymacja wartości parametrów danego modelu konstytutywnego może się odbywać za pomocą różnych procedur, które najbardziej ogólnie można podzielić na kalibrowanie globalne, bazujące na wynikach badań terenowych lub monitoringu zachowania się rzeczywistej budowli, w których podłoże traktuje się całościowo, oraz lokalne, pozwalające na jasne sprecyzowanie związków między stanem naprężenia i odkształcenia w izolowanym punkcie ośrodka gruntowego. Dobór funkcji materiałowych modelu konstytutywnego i szacowanie jego parametrów w oderwaniu od projektowanej lub analizowanej budowli geotechnicznej, bądź układu konstrukcja grunt, jest największym mankamentem klasycznego kalibrowania lokalnego, bazującego na prostych testach trójosiowych lub, w najlepszym razie, regularnej sieci ścieżek w przestrzeni naprężenia. Koncepcją łączącą ideę kalibrowania lokalnego i globalnego jest kalibrowanie lokalne z użyciem ścieżek obciążenia reprezentatywnych dla analizowanego zagadnienia. W niniejszej pracy przyjęła ona formę metody ścieżek obciążenia, stanowiąc uogólnienie i rozwinięcie metody ścieżek naprężenia Lambe'a i metody ścieżek odkształcenia Baligha. Sformułowanie tego podejścia oraz jego weryfikacja postrzegane są jako najważniejszy dorobek naukowy rozprawy.

W metodzie ścieżek obciążenia informacja o profilu podłoża, jego historii geologicznej oraz o przewidywanym sposobie jego obciążenia jest uwzględniana w badaniu laboratoryjnym w postaci określonego przebiegu ścieżki obciążenia, reprezentującego zmiany stanu naprężenia bądź odkształcenia w reprezentatywnym punkcie podłoża. Duży nacisk kładzie się na to, aby realizowana ścieżka obciążenia możliwie wiernie symulowała zachowanie się gruntu w podłożu. Temu celowi służy stosowanie do jej wyznaczenia analizy MES, uwzględniającej charakterystykę danego zagadnienia geotechnicznego i wykorzystującej kalibrowany (lub lepszy) model

konstytutywny do opisu podłoża. Niezwykle istotny jest również wybór takiej procedury badawczej (aparatu laboratoryjnego), która pozwoli na odzwierciedlenie prawdziwego charakteru zmian stanu w trakcie obciążenia.

Wyniki badania laboratoryjnego, w postaci doświadczalnej ścieżki odpowiedzi, są następnie porównywane z teoretyczną ścieżką odpowiedzi, uzyskaną na podstawie równań konstytutywnych kalibrowanego modelu. Proces kalibrowania polega na takim doborze parametrów, aby spełnione zostało określone kryterium identyfikacji. Jego postać zależy od celu, jaki ma być osiągnięty w analizie projektowej. W najbardziej ogólnym przypadku, minimalizowana w procesie optymalizacji funkcja celu, może przyjąć np. formę pierwiastka sumy kwadratów długości odcinków między odpowiadającymi sobie punktami teoretycznej i doświadczalnej ścieżki odpowiedzi. Liczba i położenie wykorzystywanych do analizy punktów będą miały wpływ na wartości parametrów. Najbardziej uniwersalną metodą jest porównywanie punktów leżących w równych odstępach na całej długości ścieżki obciążenia. Tak oszacowane wartości parametrów zapewniają najlepszą możliwą przy użyciu kalibrowanego modelu konstytutywnego symulację rzeczywistego zachowania się gruntu w rozpatrywanym obszarze podłoża.

Przedstawiona koncepcja została zrealizowana na przykładzie estymacji parametrów trzech, należących do wspólnej rodziny, modeli konstytutywnych gruntu: sprężysto – idealnie plastycznego z warunkiem granicznym Coulomba - Mohra, modelu stanu krytycznego Modified Cam Clay oraz sprężysto – plastycznego o wzmocnieniu izotropowo – kinematycznym: NAHOS. Analizowano dwa proste przypadki: podłoże prostopadłościennego fundamentu stopowego oraz elementy masywu gruntowego współdziałającego ze ścianą oporową, które zamodelowano w programie MES stosując model MCC. W celu ustalenia wpływu wyboru modelu konstytutywnego na przebieg ścieżki naprężenia, przeprowadzono również obliczenia dla modelu CM i liniowo – sprężystego. Aby skonfrontować metodę ścieżek obciążenia z klasyczną metodą Lambe'a, wzięto pod uwagę także ścieżki naprężenia odpowiadające równomiernemu obciążeniu obszaru prostokątnego półprzestrzeni sprężystej. Uzyskane w ten sposób, w wybranych punktach reprezentatywnych, ścieżki naprężenia zrealizowano na próbkach kaolinu *Speswhite*. Materiał był przygotowywany z odpowiednio skonsolidowanej pasty gruntowej, a następnie instalowany w aparacie trójosiowego ściskania z automatyczną kontrolą ścieżki naprężenia. Wynikiem badania były doświadczalne ścieżki odpowiedzi (odkształcenia). W procesie optymalizacji z użyciem algorytmów genetycznych, do każdej ścieżki doświadczalnej dopasowano teoretyczną ścieżkę odpowiedzi, uzyskując zestaw optymalnych wartości parametrów kalibrowanych modeli konstytutywnych.

Analiza uzyskanych wyników pozwoliła stwierdzić, że wpływ na optymalną wartość parametrów każdego z modeli miały: kształt i długość ścieżki naprężenia, model konstytutywny użyty do jej wyznaczenia, jak również kryterium kalibrowania. Wartości parametrów, określone we wstępnych standardowych testach w aparacie trójosiowego ściskania, edometrze i konsolidometrze, użyte w analizie MES jako wstępne oszacowanie, nie zapewniły optymalnego dopasowania ścieżek teoretycznych do doświadczalnych.

Metoda ścieżek obciążenia eksponuje zatem fakt, iż parametry nie są stałymi materiałowymi dla danego rodzaju gruntu, czy nawet warstwy, lecz zależą od wielu czynników. Różnica między odpowiedzią gruntu przewidywaną z użyciem niewłaściwie

dobranego zestawu parametrów a rzeczywistym zachowaniem podłoża może prowadzić przecież nawet do grubych błędów w projektowaniu.

Parametrów nigdy nie należy rozpatrywać w oderwaniu od modelu konstytutywnego, do którego należą, czego dowodem jest fakt, że mimo iż cztery z sześciu parametrów modelu NAHOS pokrywały się z parametrami modelu MCC, w żadnym z optymalnych zestawów parametrycznych ich wartości nie były zgodne.

Jak wykazano w pracy, metoda ścieżek obciążenia, oprócz pełnienia roli narzędzia estymacji parametrycznej, może być doskonałym instrumentem wszechstronnej weryfikacji nowych i istniejących modeli konstytutywnych w różnych sytuacjach geotechnicznych. Jej efektywność może być sprawdzana różnymi metodami, począwszy od prymitywnej oceny wizualnej po różne hipotezy statystyczne.

Można sobie zadać pytanie: jakie znaczenie praktyczne, oprócz niewątpliwych względów poznawczych, ma prezentowane podejście? Z pewnością do wad metody należy zaliczyć koszt analizy, wynikający z konieczności pobrania wysokiej jakości próbek i przeprowadzenia badań w zaawansowanych, zwykle mało dostępnych, aparatach laboratoryjnych oraz jej czasochłonność. Pod tym względem nie może ona konkurować z pewnością z badaniami penetracyjnymi czy prostymi testami laboratoryjnymi. Należy jednak pamiętać, że jakość interpretacji danych uzyskanych z szybkich badań polowych zależy w głównej mierze od wyników laboratoryjnych testów kalibracyjnych. Im są one wyższej jakości, tym lepsze wartości parametrów można otrzymać. Lepsze, tzn. takie, które pozwolą przy zastosowaniu konkretnego modelu konstytutywnego lepiej opisać rzeczywistość. I tu właśnie metoda ścieżek obciążenia może znaleźć praktyczne zastosowanie: w utworzeniu baz danych, zawierających różne przypadki zagadnień geotechnicznych, łączących wielkości mierzone w trakcie zagłębiania końcówki sondy z optymalnymi wartościami parametrów modeli konstytutywnych.

Innym przykładem wykorzystania metody ścieżek obciążenia może być sytuacja, gdy np. jedna warstwa o niedużej miąższości decyduje o sposobie posadowienia czy potrzebie ulepszania gruntu. Dogłębne poznanie jej charakterystyki, w którym nie może zabraknąć próby oszacowania optymalnych dla danego zagadnienia wartości parametrów, jest wówczas elementem kluczowym. W przypadku, gdy interesujący obszar podłoża jest większy, a projektowany obiekt ma mieć znaczenie strategiczne, opłaca się już podjąć wysiłek przeprowadzenia pełnej, wielopunktowej, analizy rozkładu wartości parametrów w stosunku do źródła obciążenia.

Do osiągnięć autorki, przedstawionych w rozprawie należy wykonanie całości badań służących weryfikacji metody ścieżek obciążenia. Należą do nich: zbadanie i wyraźne podkreślenie wpływu modelu konstytutywnego na przebieg ścieżki naprężenia w analizie MES, stworzenie kodów w programie MATLAB, pozwalających na wyznaczenie teoretycznej ścieżki odpowiedzi dla modeli CM, MCC i NAHOS w warunkach osiowo symetrycznego stanu naprężenia, czy kodu optymalizacyjnego wykorzystującego algorytmy genetyczne. Najbardziej jednak warte podkreślenia jest przeprowadzenie ponad 40 badań w zautomatyzowanych aparatach trójosiowego ściskania zgodnie ze skomplikowanymi ścieżkami naprężenia. To ostatnie zadanie związane było z koniecznością dogłębnego poznania sposobu działania i obsługi aparatów o konstrukcji Bishopa – Wesleya oraz Bishopa – Henkela wraz z należącymi do nich systemami kontroli. W celu wykonania potrzebnego kompletu badań należało również poznać m.in. sposoby kalibrowania stosowanych systemów pomiarowych, czy metody montażu lokalnych czujników przemieszczenia i ciśnienia wody w porach.

Wszystko to przełożyło się na istotne poszerzenie wiedzy i doświadczenia autorki w zakresie badań doświadczalnych.

9.2. PERSPEKTYWY DALSZEGO ROZWOJU

Z różnych przyczyn, weryfikacja metody ścieżek obciążenia nie została jeszcze zakończona. Przykłady zaprezentowane w rozprawie stanowią dopiero pierwsze jej ogniwo.

Z powodu ograniczeń czasowych w dostępie do aparatów trójosiowego ściskania z automatyczną kontrolą ścieżki naprężenia, w trakcie realizacji rozprawy doktorskiej nie było np. możliwości weryfikacji metody ścieżek obciążenia na przykładzie podłoża rzeczywiście projektowanego obiektu i próbkach gruntu naturalnego pobranych w stanie nienaruszonym. Pozwoliłoby to m.in. na ocenę wpływu struktury na wartości parametrów. Więcej czasu wymagałoby również sprawdzenie procedury odwrotnej do zastosowanej, tzn. obciążenie próbek ścieżkami odkształcenia w celu uzyskania doświadczalnych ścieżek odpowiedzi w postaci naprężenia. Z tego samego powodu nie przeprowadzono pełnego procesu iteracyjnego, tzn. zastosowania zoptymalizowanych wartości parametrów w analizie MES i ponownego obciążenia próbek laboratoryjnych poprawionymi ścieżkami naprężenia.

Problemy natury technicznej spowodowały, że nie udało się wykonać kompletu badań z lokalnym pomiarem odkształcenia. Przede wszystkim jednak, nie było możliwości wykonania testów symulujących przebieg naprężenia w warunkach innych niż osiowo symetryczne, przez co m.in. w ścieżkach obciążenia na próbkach reprezentujących punkty w masywie współpracującym ze ścianą oporową stosowano zmodyfikowaną wartość intensywności naprężenia q_{mod}. Konieczne byłyby badania m.in. w warunkach płaskiego stanu odkształcenia, np. w komorze kierunkowego ścinania.

Wymienione kwestie wpisują się w listę prac, jakie można jeszcze wykonać w celu dalszej weryfikacji proponowanej metody. Z pewnością potrzeba też jeszcze więcej testów, aby potwierdzić niewyraźnie jeszcze zarysowane w rozdziale 8 trendy zależności wartości parametrów od odległości od źródła obciążenia.

Biorąc pod uwagę coraz łatwiejszy dostęp do różnych źródeł finansowania rozwoju nauki i już zdobyte, choć niewielkie, doświadczenie w zdobywaniu takich funduszy, autorka wyraża nadzieję, że weryfikacja metody ścieżek obciążenia będzie mogła być jeszcze kontynuowana w Laboratorium Geotechniki Politechniki Śląskiej.

PODZIĘKOWANIA

Praca naukowa finansowana była ze środków na naukę w latach 2008 - 2009 jako projekt badawczy. W ramach tych środków wykonano m.in. badania laboratoryjne w University of Bristol w Wielkiej Brytanii.

Pobyt autorki w University of Massachusetts w Amherst w Stanach Zjednoczonych finansowany był natomiast z grantu przyznanego przez **Fundację Kościuszkowską**. Niniejszym dziękuję Panu Prezydentowi Josephowi Gore i członkom Fundacji za jego przyznanie.

Ogromną wdzięczność pragnę wyrazić przede wszystkim promotorowi Panu prof. zw. dr hab. inż **Maciejowi GRYCZMAŃSKIEMU** za wszechstronne wsparcie i konsultację merytoryczną w trakcie realizacji rozprawy.

Wśród osób, którym przekazuję serdeczne podziękowania za nieocenioną pomoc, cierpliwość i poświęcony czas przy wprowadzaniu w tajniki badań w aparacie trójosiowego ściskania z automatyczną kontrolą ścieżki naprężenia, pragnę wymienić następujących Panów (w kolejności poznania): doc. dr hab. inż. **Waldemar ŚWIDZIŃSKI**, dr inż. **Jacek MIERCZYŃSKI**, dr **David NASH**, dr **Don DEGROOT**. Wyrażam również podziękowania dla Pana prof. **Davida MUIR WOODA** za cenne wskazówki.

Dziękuję też Panom **Andrzejowi PALUCHOWI** i **Mike'owi POPE** za pomoc techniczną w trakcie realizacji badań laboratoryjnych.

LITERATURA

1. Abduljauwad S.N., Al-Buraim I.M. (1991) Study on soil – foundation interaction using the three inwariants cap model. *Proc. 10th ECSMFE*, Firence, 179-182.
2. Ahlvin R.G., Ulery H.H. (1962) Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains and deflections beneath a uniform load on a homogenous half space. *Proc. Highway Research Board*, Bull, 342, 1-13.
3. Alonso E.E., Gens A., Josa A. (1990) A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40, No. 3, 405-430.
4. Alshibli K.A., Williams H.S. (2005) A True Triaxial Apparatus for Soil Testing with Mixed Boundary Conditions. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28, No. 6, 534-543.
5. Al-Tabbaa A. (1987) Permeability and stress-strain response of speswhite kaolin. *PhD thesis*. University of Cambridge.
6. Al-Tabbaa A., Muir Wood D. (1987) Some measurements of the permeability of kaolin. *Geotechnique*, 31, No. 4, 499-503.
7. Al-Tabbaa A., Muir Wood D. (1989) An experimentally based 'bubble' model for clay. *Numerical Methods in Geomechanics NUMOG III* (ed. Pietruszczak S. i Pande G.N.). Elsevier Applied Science, London, 91-99.
8. Anandarajah, A., Agarwal, D. (1991) Computer-aided calibration of a soil plasticity model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15(12), 835–856.
9. Arai Y., Kusakabe O., Murata O., Konishi S. (2008) A numerical study on ground displacement and stress during and after the installation of deep circular diaphragm walls and soil excavation. *Computers and Geotechnics*, 35, 791–807.
10. Arthur J.R.F. (1988) Cubical Devices: Versatility and Constraints. State-of-the-art Paper. *Advance Triaxial Testing of Soil and Rock*. ed. Donaghe i in., ASTM STP 977, Filadelfia, 743-765.
11. Arthur J.R.F., Bekenstein S., Germaine J.T., Ladd C.C. (1981) Stress Path Tests with Controlled Rotation of Principal Stress Directions. *Laboratory Shear Strength of Soil*. ASTM, STP 740.
12. Arthur J.R.F., Chua K.S., Dunstan T. (1977) Induced anisotropy in a sand. *Geotechnique*, 27, No. 1, 13–30.
13. Arthur J.R.F., Rodriguez del C. J.I., Dunstan T., Chua K.S. (1980) Principal Stress Rotation: A Missing Parameter. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 106, No. 4, 419-433.
14. ASTM D 4767-04 *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*.
15. Atkinson J.H., Richardson, D., Stallebrass, S.E. (1990). Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. *Geotechnique*, 40, No. 4, 531-540.
16. Bałachowski L., Dembicki E. (2000) Zastosowanie komory kalibracyjnej do interpretacji wyników badań podłoża gruntowego. *Sesja Naukowa z okazji Jubileuszu 70-lecia prof. Zbigniewa Grabowskiego*, Warszawa, 37-44.

17. Baldi G., Hight D.W., Thomas G.E. (1988) State-of-the-art report. A Re-evaluation of Conventional Triaxial Test Methods. *Advance Triaxial Testing of Soil and Rock*. ed. Donaghe i in., ASTM STP 977, Filadelfia, 219-263.

18. Baligh M.M. (1985) Strain Path Method. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 11, No. 9, 1108-1136.

19. Baligh M.M., Scott R.F. (1975) Quasi-static deep penetration in clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 101, 1119-1133.

20. Baran P. (2007) *Numeryczny model gruntu zbrojonego do wyznaczania przemieszczeń nasypów z odpadów powęglowych i poenergetycznych*. Praca doktorska. Politechnika Krakowska, Kraków.

21. Barden L. (1963) Stresses and displacements in cross-anisotropic soil. *Geotechnique*, 13, No. 3, 198-210.

22. Bardet J.P. (1986) Modelling of sand behaviour with bounding surface plasticity. *Proc. Int. Symp. Num. Mod. Geomech.*, Ghent, 79-90.

23. Batog A., Hawrysz M., Krużyński M. (2006) Prognozowanie stateczności konstrukcji estakady kolejowej we Wrocławiu. XIV Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, Budownictwo, zeszyt 28, tom. 2, 277-286.

24. Baxter D.Y. (2000) *Mechanical Behavior of Soil-Bentonite Cutoff Walls*. PhD thesis. Attachment A, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 302-317.

25. Bell J.M. (1965) *Stress-strain characteristics of cohesionless granular materials subjected to statically applied homogeneous loads in an open system*. PhD thesis, California Institute of Technology.

26. Biały M. (2008) *Przestrzenna analiza współdziałania fundamentu chłodni kominowej z nieliniowo odkształalnym podłożem przy uwzględnieniu sztywności nadbudowy*. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice.

27. Bishop A.W. (1959) The principle of effective stress, *Teknisk Ukeblad,* 39, Oct., 859-863.

28. Bishop A.W., Henkel D.J. (1962) *The measurement of soil properties in the triaxial test*. William Clowes & Sons Ltd., London.

29. Bishop A.W., Wesley L.D. (1975) A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Geotechnique*, 25, 657-670.

30. Bjerrum L., Lo K.Y. (1963) Effect of aging on the shear-strength properties of a normally consolidated clay. *Geotechnique*, 13, No. 2, 147-157.

31. Black D.K., Lee K.L. (1973) Saturating Laboratory Samples by Back Pressure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divison*, Proc. of the ASCE, vol. 99, No. SM1, 75-93.

32. Booker J.R., Davis E.H., Balaam N.P. (1985) The behavior of an elastic non-homogenous half space, Part I, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 9, 353-367.

33. Bowey A.W., Muir Wood D. (1994) Back analysis of a trial loading on soft clay. *Pre-Failure Deformation of Geomaterials*, ed. Shibuya, Mitachi & Miura, Balkema, Rotterdam, 559-565.

34. Bressani L.A. (1995) External Measurement of Axial Strain in the Triaxial Test. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, vol. 18, No.2, 226-240.

35. Broms B.B., Casbarian, A.O. (1965). Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate stress on shear strength. *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal 1, 179-183.

36. Brown P.T. (1980) Discussion on the paper: 'Indirect identification of the average elastic moduli of rock masses (by Gioda G.), *Proc. Int. Conf. on Structural Foundations on Rock*, Sydney.

37. Bruzda T., Podleś K., Urbański A. (2006) Trójwymiarowe modelowanie filtracji i stateczności zapory Myczkowice. *XVII Konferencja Naukowa – Korbielów' 2006. Metody Komputerowe w Projektowaniu u Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych*. GS, Kraków, 13-21.

38. Burland J.B. (1989) Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful" – the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 499-516.

39. Burland J.B. (1990) On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40, No. 3, 329-378 .

40. Burland J.B., Symes M. (1982) A Simple Axial Displacement Gage for Use in the Triaxial Apparatus. *Geotechnique*, 32, No. 1, 62-65.

41. Butterfield R. (1979) A natural compression law for soils (an advance on e-log p'). *Geotechnique*, 29, 469-480.

42. Bzówka J. (2001) *Obliczeniowy model pala wykonanego techniką wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej (jet – grouting)*. Praca doktorska. Politechnika Śląska. Gliwice.

43. Bzówka J. (2009) *Współpraca kolumn wykonywanych techniką iniekcji strumieniowej z podłożem gruntowym*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.

44. Calvello M., Finno R.J. (2002) Calibration of soil models by inverse analysis. *Numerical Models in Geomechanics. NUMOG VIII*, ed: Pande & Pietruszczak, 107-113.

45. Casagrande A. (1936) The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proc. of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., 1, vol. 3, 60-64.

46. Chen W.F. (1988) Evaluation of constitutive models in soil mechanics. *Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils*, ed. Saada & Bianchini. Balkema, Rotterdam, 687-693.

47. Cividini A., Jurina L., Gioda G. (1981) Some aspects of 'characterization' problems in geomechanics. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech*. Abstr., 18(6), 487–503.

48. Cividini A., Maier G., Nappi A. (1983) Parameter estimation of a static geotechnical model using a Bayes approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 20, No. 5, 215-226.

49. Clayton C.R.I., Khatrush S.A. (1986) A New Device for Measuring Local Axial Strains on Triaxial Apparatus. *Geotechnique*, 36, No. 4, 593-597.

50. Clegg D.P. (1981) *Model piles in stiff clay*. PhD thesis. University of Cambridge.

51. Cocquillay S. (2005) *Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques*. Praca doktorska. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

52. Cole D.M. (1978) A Technique for Measuring Radial deformation during repeated Load Triaxial Testing. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, 426-429.

53. Conley E. (2004) Measuring true strain - an application of the logarithm. *Proc. of the 2004 American Society for Engineering Education Annual Conference*.

54. Cooling L.F., Smith D.B. (1935) The shearing resistance of soils. *Journal of Institution of Civil Engineers*, London, vol. 3, 333-343.

55. Cotecchia F. (1996) *The effects of structure on the properties of an Italian Pleistogene clay*. *PhD thesis*. University of London.

56. Cotecchia F., Chandler R.J. (1997) The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. *Geotechnique*, 47, No. 3, 523-544.

57. Coulomb C.A. (1773) Essai sur une application des regeles de maximis & minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture, *Mem. de Math. et de Phys., presentes a l'Acad. Roy. des Sci*., 7, Paris, 343-82.

58. Cuccovillo T., Coop M. (1997) The measurement of local strains in triaxial testing using LVDTs. *Geotechnique*, 47, 167-172.

59. D'Appolonia D., Lambe T.W. (1970) Method for predicting initial settlement. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. Proc. of ASCE, vol. 96, SM2, 523-544.

60. Da Re G., Santagata M.C., Germaine J.T. (2001) LVDT Based System for the Measurement of the Prefailure of Geomaterial. *Geotechnical Testing J*., 24, No. 3, 288-298.

61. Dafalias Y.F. (1986) An anisotropic critical state soil plasticity model. *Mechanics Research Communications*, 13(6), 341-347.

62. Dafalias Y.F., Herrmann L.R. (1980) A bounding surface soil plasticity model. *Proc. Int. Symp. Soils under Cycl. Trans*. Load, Swansea, 335-345.

63. Dafalias Y.F., Herrmann L.R. (1982) A generalized bounding surface constitutive model for clays. *Application of Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering*. ed. Yong R.N. & Selig E.T. (Proc. of the Symposium on Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-Station Applications in Geotechnical Engineering), ASCE, 78-95.

64. Darve F., Dendani H., Chau B. (1988) Different classes of constritutive equations and their characteristics. *Constitutive Equations for Granular Non-cohesive soils*. Eds. Saada A., Bianchini G., Balkema, Rotterdam, 11-17.

65. Davies M.C.R., Newson T.A. (1993) A critical state constitutive model for anisotropic soils. *Predictive soil mechanics*, ed.: Houlsby G.T. & Schofield A.N. Thomas Telford, London, 219-229.

66. Davis E.H., Poulos H.G. (1968) The use of elastic theory for settlement prediction under three – dimensional conditions. *Geotechnique*, 18, No. 1, 67-91.

67. Davis R.O., Mullenger G. (1978). A rate-type constitutive model for soil with a critical state, Int. *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2, 255-282.

68. de Santa Maria P.E.L. (1988) *Behaviour of footings for offshore structures under combined loads*. PhD thesis. University of Oxford.

69. Dembicki E., Bałachowski L., Horodecki G., Kryczałło A., Friedrich E. (2001) Projektowanie geotechniczne na podstawie badań modelowych w komorze kalibracyjnej. *Projekt KBN*, umowa nr 1071/T07/2001/21, Politechnika Gdańska.

70. Desai C.S. (1971) Nonlinear analyses using spline functions. *J. Soil Mech. Found*., ASCE, 97, SM10, 1461-1480.

71. Desai C.S., Zaman M.M., Ligthner J.G., Siriwardane H.J. (1984) Thin-layer element for interfaces and joints. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 8, 19-43.

72. Di Maggio F.L., Sandler I.S. (1971) Material model for granular soils. *J. Eng.Mech.*, ASCE. 97, EM6, 935-950.

73. Drescher A., Kwaszczyńska K, Mróz Z. (1967) Statics and kinematics of granular medium in case of wedge indentation. *Archiwum Mechaniki Stosowanej*, 17, 99-113.

74. Drescher A., Bojanowski W. (1968) On the influence of stress path upon the mechanical properties of granular material. *Arch. Inż. Ląd.*, 14,3, 351-369.

75. Drucker D.C., Gibson R.E., Henkel D.J. (1957) *Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity*. Trans. ASCE, 122, 338-344.

76. Drucker D.C., Prager W. (1952) Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quart. *Appl. Math.*, 10(2), 157-165.

77. Duncan J.M. (1980) Hyperbolic Stress-Strain Relationships, Proc. Workshop on Limit Equilibrium, *Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering*, R.K. Yong and H-Y. Ko eds., ASCE pub., 443-460.

78. Duncan J.M. (1994) The role of advanced constitutive relations in practical applications. *Proc. 13th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engr.*, New Delhi, Indie, 5, 31-48.

79. Duncan J.M., Chang C. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *J. Soil Mech. Found.*, ASCE, 96, SM5, 1629-1653.

80. Duncan J.M., Seed H.B. (1967) Corrections for Strength Test Data. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divison*, Proc. of the ASCE, vol. 93, No. SM5, Pt.1, 121-137.

81. Einav I., Randolph M.F. (2005) Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance, *Int. J. Numer. Meth. Engng*, 63, 1991–2016.

82. Elms D.R. (1985) *Creep and viscosity of true kaolin clays*. PhD thesis. University of Cambridge.

83. Fahey M., Carter J.P. (1993) A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 30, 348-362.

84. Fannin R.J. (1986) *Geogrid reinforcement of granular layers on soft clay – a study at model and full scale*. PhD thesis. University of Oxford.

85. Fearon R.E., Coop M.R. (2000) Reconstitution: what makes an appropriate reference material?, *Geotechnique*, 50, No. 4, 471-477.

86. Fedorowicz L. (2006) Zagadnienia kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Część I: Kryteria modelowania I analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana – podłoże gruntowe. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, nr 1729, Gliwice.

87. Fłorin V.A. (1958) Osnovy mechaniki gruntov. T. I., *Gosstrojizdat*, Moskwa.

88. Fox D.St.J., Ponterosso P. (1999) Preliminary layout of reinforced earth embankments by genetic algorithm. *Computational Methods and Experimental Measurements*, IX. ed: Carlomagno & Brebbia, 603-612.

89. Frankowski Z., Gałkowski P. (2006) Problem oceny stateczności skarpy zbudowanej z iłów poznańskich. XIV Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, Budownictwo, zeszyt 28, tom. 2, 325-335.

90. Fu Q., Hashash Y.M.A., Jung S., Ghaboussi J. (2007) Integration of laboratory testing and constitutive modelling of soils. *Computers and Geotechnics*, 34, 330-345.

91. Furstenberg A., Truty A., Sorbjan P., Urbański A., Wolski W. (2004) Trójwymiarowa analiza MES posadowienia obiektu "Złote Tarasy" w Warszawie. *XVI Konferencja Naukowa – Korbielów' 2004. Metody Komputerowe w Projektowaniu u Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych*. GS, Kraków, 251-262.

92. Gangopadhyay C.R., Das S.C., Som N.N. (1980) Stress-Path Influence on Drained Deformations of Clay. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. Proc. ASCE., vol. 106, GT11, November, 1243-1260.

93. Gens A. (1986) A state boundary surface for soils not obeying Rendulic's principle. *Proc. 11th Int. Conf. on SMFE*, San Francisco, vol. 2, 473-476.

94. Gens A., Ledesma A., Alonso E.E. (1996) Estimation of Parameters in Geotechnical Backanalysis – II. Application to a Tunnel Excavation Problem. *Computers and Geotechnics*, vol. 18, No.1, 29-46.

95. Germaine J.T. (1982) *Development of the Directional Shear Cell for Measuring Cross Anisotropic Clay Properties*. D. Sc. Thesis - Massachusetts Institute of Technology.

96. Germaine J.T., Ladd C.C. (1988) Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, ed. Donaghe R.T. i in., 421-459.

97. Gibson R.E. (1967) Some results concerning displacements and stresses in non-homogenous elastic half-space. *Geotechnique*, 17, No. 1, 58-67.

98. Gill D.R., Lehane B.M. (2000) Extending the strain path method analogy for modelling penetrometer installation. Int. J. Numer. *Anal. Meth. Geomech.*, 24, 477-489.

99. Gioda G., Sakurai S. (1987) Back analysis procedures for the interpretation of field measurements in geomechanics. Theme/feature paper. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 11, 555-583.

100. Giroud J.-P. (1972) *Tables pour le calcul des foundations*. Dunod, T. I., Paris.

101. Giroud J.-P. (1973) *Tables pour le calcul des foundations*. Dunod, T. II., Paris.

102. Goliński J. (1974) *Metody optymalizacyjne w projektowaniu technicznym. Rozwiązywanie na maszynach cyfrowych*. WNT, Warszawa.

103. Goodman R.E., Taylor R.L., Brekke T.L. (1968) A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech.Found Div.*, ASCE 94, SM3.

104. Graham J., Houlsby G.T. (1983) Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33, No.2, 165-180.

105. Graham J., Noonan M.L., Lew K.V. (1983) Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay. *Can. Geotech. J.,* 20, 502-516.

106. Green G.E. (1969) *Strength and compressibility of granular materials under generalized strain conditions*. PhD thesis, University of London, UK.

107. Green G.E. (1972) Stress Strain Behaviour of Soils. *Proc. Roscoe Memorial Symposium*, G.T. Foulis, Henley on Thames, 285-324.

108. Gryczmański M. (1990): Méthode des chemins de contraintes effectives dans l'analyse de la stabilité d'un sol saturé coherent, *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol.12, 1 – 2, 3 -14.

109. Gryczmański M. (1992) Metody ścieżek obciążenia w analizach zagadnień mechaniki gruntów. *Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Inżynierskiej w Opolu*. Seria: Budownictwo, z. 35, Nr 179/1992, 65-85.

110. Gryczmański M. (1993) A bounding surface soil plasticity model with a small deformation nonlinearity. *Compt. Rend. 6eme Colloque Franco-Polonais de Mechanique des Sols Appliquee*. Douai, 146-155.

111. Gryczmański M. (1994) Analytical and numerical subsoil models for soil – foundation interaction problems. *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. XVI, No. 3-4, 29-72.

112. Gryczmański M. (1995a) O kalibrowaniu modeli konstytutywnych gruntów. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*. Budownictwo, z. 80, 37-52.

113. Gryczmański M. (1995b) Próba klasyfikacji modeli konstytutywnych gruntów. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*. Seria: Budownictwo z. 81, Nr 1292, 433-446.

114. Gryczmański M. (1995c) Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów. Studia z zakresu inżynierii, nr 40. PAN, Warszawa.

115. Gryczmański M. (1997a) Numerical modelling of soil behaviour – parameters limitation. *Proc. Workshop "Environmental geotechnics – design parameters for computing applications*", Warszawa, 1-17.

116. Gryczmański M. (1997b) Podstawy teoretyczne geotechniki. Referat tematyczny. *XI Krajowa Konferencja Mechaniki Skał i Fundamentowania*, Gdańsk, 1-18.

117. Gryczmański M. (1998) Analiza współdziałania budowli z podłożem – trendy, problemy, perspektywy. Referat problemowy. *I Problemowa Konferencja Geotechniki „Współpraca budowli z podłożem gruntowym*", Białystok – Wigry, 7-34.

118. Gryczmański M. (2000) 75 lat rozwoju mechaniki gruntów. *Materiały Jubileuszowej Sesji Naukowej prof. Z. Grabowskiego*, Warszawa, 87-119.

119. Gryczmański M. (2005) Modele podłoża gruntowego stosowane w projektowaniu. *XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Wisła-Ustroń, 159-208.

120. Gryczmański M., Jakubiak A. (1992) Wyznaczanie lokalnego współczynnika stateczności podłoża ławy fundamentowej metodą ścieżek naprężeń efektywnych. *Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Inżynierskiej w Opolu*. Seria: Budownictwo, z. 35, Nr 179/1992, 87-96.

121. Gryczmański M., Jastrzębska M., Sternik K. (1998) *Jednopowierzchniowy sprężysto – plastyczny model gliny o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym – kalibrowanie i implementacja numeryczna*, BK-254/RB-7/98, Politechnika Śląska, Gliwice.

122. Gryczmański M., Kowalska M. (2007) Evaluation of geotechnical parameters in modern laboratory tests accounting for loading paths. *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol.29 nr 1-2, 47-54.

123. Gryczmański M., Pieczyrak J.(1987): Analyse dynamique du systeme voie ferrée - sol par la méthode des chemins de sollicitation, *20 Colloque Franco – Polonais de Géotechnique*, Ecole de Mines, Nancy, 343 – 354.

124. Gryczmański M., Uliniarz R. (2008) A simple critical state model with small strain nonlinearity for overconsolidated soils. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, 12, 49-60.

125. Gudehus G. (1972) Discussion. *Proc. Roscoe Memorial Symposium*, G.T. Foulis, Henley on Thames, 373-375.

126. Gudehus G. (1973) Elastoplastische stoffgleichungen für trockenen sand. *Ing. Arch.*, 42, No. 3, 151-169.

127. Gudehus G. (1985) Requirements for Constitutive Relations for Soils. *Mechanics of Geomaterials* (ed. Z. Bazant), John Wiley & Sons Ltd.

128. Gudehus G., Kolymbas D. (1985) Constitutive relations - Some conclusions from a workshop. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco, 1/A/22, 489-494.

129. Gue S.S. (1984) *Ground heave around driven piles in clay*. PhD thesis. University of Oxford.

130. Hababa M.B. (1984) *The dynamic penetration resistance and compressibility of sand*. PhD thesis. University of Surrey.

131. Hájek V., Mašín D. (2006). An evaluation of constitutive models to predict the behaviour of fine-grained soils with different degrees of overconsolidation. *Proc. 6th European Conference on Numerical Methods in Geomechanics (NUMGE06*), Graz, Austria. Schweiger, H. (Ed.) Taylor & Francis/Balkema, The Netherlands, 49-55.

132. Hambly E.C. (1969) A New Triaxial Apparatus. *Geotechnique*, 19, No. 2, 307-309.

133. Hashiguchi K. (1985) Two and three surface models of plasticity. *Proc. 5th Int. Conf. Num. Meth. Geomech.*, Nagoya, 285-292.

134. Hashiguchi K. (1986) A mathematical description of elasto-plastic deformation in normal-yield and sub-yield states. *Proc. Int. Symp. Num. Mod. Geomech. NUMOG 2*, Ghent, 17-24.

135. Hashiguchi K., Ueno M. (1977) Elastoplastic constitutive laws of granular materials. *Proc. 9th ICSMFE*, Tokyo, Spec. Ses. 9, 73-82.

136. Hau K.W., McDowell G. R., Zhang G. P., Brown S. F. (2005) The application of a three-surface kinematic hardening model to repeated loading of thinly surfaced pavements. *Granular Matter*, Vol. 7, No. 2-3, 57-183.

137. Head K.H. (1998) *Manual of Soil Laboratory Testing*, vol. 3: Effective Stress Tests, II wyd., John Wiley & Sons, Chichester.

138. Henkel D.J., Gilbert C.D. (1952) The Effect of the Rubber Membrane on the Measured Triaxial Compression Strength of Clay Samples. *Geotechnique*, 3, 20-29

139. Henkel D.J., Sowa V. (1963). The influence of stress history on the stress paths followed in undrained triaxial tests. *Proc. ASTM Symp. Shear Testing of Soils*, Ottawa. pp. 280–291.

140. Herle I., Kolymbas D. (2004) Hypoplasticity for soils with low friction angles. *Comput. Geotech.*, 31(5), 365-373.

141. Hight D.W., Gens A., Symes M.J. (1983) The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Geotechnique*, 33, No. 4, 355-383.

142. Holl D.L. (1940) Stress transmission in earth. *Proc. Highway Research Board*, vol. 40, 709-721.

143. Holubec I, Finn P.J. (1969) A Lateral Deformation Transducer for Triaxial Testing. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 6, 353-356.

144. Hoshiya M., Sutoh A. (1993) Extended Kalman Filter-Finite Element for Geotechnical Problems. Probabilistic Mechanics and Structural and Geotechnical Reliability. *Proc. 6th Specialty Conference spons. by the Engineering Mechanics, Structural, and Geotechnical Divisions of ASCE*, Denver, Colorado.

145. Houlsby G.T., Wroth C.P., Muir Wood D. (1982) Predictions of the results of laboratory tests on a clay using a critical state model. *Results Int. Workshop on Const. Relations for Soils*, Grenoble, 99-121.

146. Hoyos L.R., Laikram A., Puppala A.J. (2005) A novel true triaxial apparatus for testing unsaturated soils under suction-controlled multi-axial stress states. *Proc. of 16th ICSMGE*, Osaka, 387-390.

147. Huang A.B., Chameau J.-L., Holtz R.D. (1986) Interpretation of pressuremeter data in cohesive soils by simplex algorithm. *Geotechnique*, 36, No. 4, 599-603.

148. Huang W.-X., Wu W., Sun D.-A., Sloan S. (2006) A simple hypoplastic model for normally consolidated clay., *Acta Geotechnica*, 1, 15-27.

149. Ibsen L.B., Praastrup U. (2002) The Danish rigid boundary true triaxial apparatus for soil testing. *Geotechnical Testing Journal*, 25(3), 254-265.

150. Ishibashi I., Sherif M.A. (1974) Soil liquefaction by torsional simple shear device. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100, GT8, 871-887.

151. Ishihara K., Towhata I., Kikuchi Y., Nukazato S.(1980) Effects of rotation of principal stress axes on sand liquefaction. *Reprint of Annual Meeting of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* (po japońsku).

152. Jamiolkowski M., Ladd C., Germaine J., Lancellotta R. (1985) New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 57-153.

153. Janardhanam R., Desai C.S. (1982) Non associate elasto – plastic material model for compacted soils. *Proc. Int. Symp. Num. Mod. Geomech. NUMOG I*, Zurich, 324-333.

154. Jardine R.J. (1992) Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundations*, vol. 32, No. 2, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 111-124.

155. Jardine R.J., Fourie A.B., Maswoswe J., Burland J.B. (1985) Field and laboratory measurements of soil stiffness. *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. San Francisco, vol. 2, 511-514.

156. Jardine R.J., Potts D.M., Fourie A.B., Burland J.B. (1986) Studies on the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Geotechnique*, 36, 377-396.

157. Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B. (1984)The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus, *Geotechnique*, 34, No. 3, 323-340.

158. Jastrzębska M. (2002) *Kalibrowanie i weryfikacja jednopowierzchniowego sprężysto-plastycznego modelu gruntu o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym*. Praca doktorska. Politechnika Śląska, Gliwice.

159. Jastrzębska M. (2003) Wstępna weryfikacja modelu sprężysto-plastycznego o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym. *XV Konferencja Naukowa – Korbielów' 2003 „Metody Komputerowe w Projektowaniu i Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych*".

160. Jastrzębska M., Łupieżowiec M. (2002) Estymacja parametrów pola modułu wzmocnienia w obszarze prekonsolidacji. *Proc. XIV Konferencja Naukowa - Korbielów' 2002 "Metody Komputerowe w Projektowaniu i Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych*", 207-214.

161. Javadi A.A., Rezania M, Nezhad M.M. (2006) Evaluation of liquefaction induced lateral displacements using genetic programming. *Computers and Geotechnics*, 33 (4-5), 222-233.

162. Kamegai Y. (1994) *Deformation characteristics of sands by plane strain compression tests*. Master of Engineering Thesis, University of Tokyo (po japońsku).

163. Kania M.M. (2007) Analiza warunków stateczności budowli w sąsiedztwie zbocza przy róznych efektywnych głębokościach posadowienia. *GEOINŻYNIERIA drogi mosty tunele*, 03/2007 (14), 22-27.

164. Karmakar S., Sharma J., Kushwaha R.L. (2003) Strain dependent elasto-plastic constitutive soil models. *CSAE/SCGR Meeting*, Montral. Paper No. 03–208.

165. Kawaguchi T., Mitachi T., Shibuya S. (2005) Drained and undrained elastic moduli of reconstituted clay. *Proc. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (16ICSMGE), Osaka.

166. Kawalec J. (1995) Modelowe badania stateczności skarp wykonanych z odpadów kopalnianych. Konf. Środow. SMGSF KILiW PAN „Geotechnika w Ośrodku Gliwickim". *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, Budownictwo, Nr 80.

167. Kawalec J. (2000) *Ocena wytrzymałości odpadów odpadów górniczych na podstawie próbnych obciążeń skarpy nasypu*. Praca doktorska, Politechnika Śląska. Gliwice.

168. Kjellman, W. (1936) Report on an Apparatus for Consummate Investigation of the Mechanical Properties of Soils. *Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 16–20.

169. Klisinski M. (1987) Optimisation program for identification of constitutive parameters. *Structural Research Series* No. 8707, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder.

170. Ko H.-Y., Scott R.F. (1967) A New Soil Testing Apparatus. *Geotechnique*, 17, No. 1, 40-57.

171. Kolymbas D. (1977) A rate-dependent constitutive equation for soils. *Mech. Res. Commun.*, 4, 367-372.

172. Kolymbas D. (2000) *Introduction to hypoplasticity*. A.A. Balkema, Rotterdam.

173. Kowalska M. (2005) Kalibrowanie modeli gruntów metodą ścieżek naprężenia. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, nr 1695, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 195-202.

174. Kowalska M. (2006) Metoda ścieżek obciążenia w aspekcie możliwości współczesnych aparatów laboratoryjnych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, nr 1735, Budownictwo z. 109, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 155-162.

175. Kowalska M. (2007) Calibration of Modified Cam Clay Model with use of Loading Path Method and Genetic Algorithms. *Proc. XVIII European Young Geotech. Eng. Conference*, Ancona (Italy).

176. Kowalska M. (2008) Subsoil parameters for two simple geotechnical cases evaluated on the basis of Loading Path Method. *Proc. 11th Baltic Sea Geotechnical Conference. Geotechnics in Maritime Engineering*, Gdańsk, 727-734.

177. Kowalska M., Gryczmański M. (2006) Miejsce metody ścieżek naprężenia we współczesnym rozpoznaniu geotechnicznym dla potrzeb budownictwa. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, Budownictwo, z. 28, t. 2, Białystok, 163-172.

178. Короткин В.Г. (1938) Обьемная задача для упруго-изотропного полупространства, *Сборник Гидропроекта*, 4.

179. Kryczałło A. (2003) *Analiza współpracy wybranych konstrukcji z podłożem na podstawie badań stanu ich odkształcenia*. Praca doktorska, Politechnika Gdańska, Gdańsk.

180. Kuboń P., Tatara T. (2006) Analiza wariantów dynamicznego modelu obwałowania zbiornika odpadów poflotacyjnych. *XVII Konferencja Naukowa – Korbielów' 2006. Metody Komputerowe w Projektowaniu u Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych*. GS, Kraków, 13-21.

181. Kuerbis R.H., Vaid Y.P. (1990) Corrections for Membrane Strength in the Triaxial Test. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, vol. 13, No. 4, December, 361-369.

182. Kulhawy F. H., and Duncan J. M. (1972) Stresses and Movements of Oroville dam. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, vol. 98, SM7, 653-665.

183. Kwiecień S. (2008) *Analiza teoretyczna i doświadczalna wzmocnienia podłoża metodą wymiany dynamicznej*. Praca doktorska. Politechnika Śląska. Gliwice.

184. La Rochelle P., Laroueil S., Trak B., Blais-Leroux L., Tavenas F. (1988) Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. *Advance Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, ed. Donaghe R. i in., 715-731.

185. Ladanyi B. (1961) Étude théorique et expérimentale de l'expansion dans un sol pulvérulent d'une cavité présentant une symétrie sphérique ou cylindrique. *Annales des Travaux Publics de Belgique*, No. 2, 105–145; No. 4, 365–406.

186. Ladanyi B. (1998) A numerical solution of cavity expansion problem in sand based directly on experimental stress-strain curves. *Can. Geotech. J.*, 35, 541-559.

187. Ladd C.C. (1964) Stress-strain modulus of clay in undrained shear. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. Proc. of ASCE, vol. 90. No. SM5, 103-132.

188. Lade P.V. (1975) Torsion shear tests on cohesionless soil. *Proc. 5th Pan Am. Conf. Soil Mech.*, Buenos Aires 1, 117-127.

189. Lade P.V. (1977) Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. *Int. J. Solids and Struct.*, 13, 1019-1035.

190. Lade P.V. (2005) Overview of constitutive models for soils. ASCE Geotechnical Special Publication No. 128, *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection and Calibration*, ed. Yamamuro J.A. i Kaliakin V.N., 1-34.

191. Lade P.V., Duncan J.M. (1973) Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 99, No. SM10, 793-812.

192. Lade P.V., Duncan J.M. (1975) Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 101, GT10, 1037-1053.

193. Lade P.V., Duncan J.M. (1976) Stress path dependent behaviour of cohesionless soil. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 102, GT1, 51-68.

194. Lambe T.W. (1964) Methods of estimating settlement. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. Proc. of ASCE, vol. 90. No. SM5, 43-67.

195. Lambe T.W. (1967) Stress Path Method. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. Proc. of ASCE, vol. 93. No. SM6, 309-331.

196. Lambe T.W., Marr W.A. (1979) Stress Path Method: Second Edition. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 105, No. 6, June, 727-738.

197. Lambe T.W., Whitman R.V. (1969) *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.

198. Lanier J., Caillerie D., Chambon R., Viggiani G, Besuelle P., Desrues J. (2004) A general formulation of hypoplasticity. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 28(15), 1461-1478.

199. Ledesma A., Gens A., Alonso E.E. (1996a) Estimation of Parameters in Geotechnical Backanalysis – I. Maximum Likelihood Approach. *Computers and Geotechnics*, vol. 18, No. 1, 1-27.

200. Ledesma A., Gens A., Alonso E.E. (1996b) Parameter and variance estimation in geotechnical backanalysis using prior information. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 20, 119-141.

201. LeLievre B., Wang B. (1970) Discussion on stress-probe experiments on saturated normally consolidated clay. *Geotechnique*, 20, No. 1, 38-56.

202. Leroueil S., Tavenas F, Locat J. (1985) Discussion: Correlations between index tests and the properties of remoulded clays. W.D. Carrier III and J.F. Beckman, *Geotechnique*, 35, No.2., 223-226.

203. Leroueil S., Tavenas F., La Rochelle P., Tremblay M. (1988) Influence of Filter Paper and Leakage on Triaxial Testing. *Advance Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, ed. Donaghe R. i in., 189-201.

204. Leroueil S., Vaughan P.R. (1990) The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*, 40, No. 3, 467-488

205. Lewin P.I., Burland J.B. (1970) Stress-probe experiments on saturated normally consolidated clay. *Geotechnique*, 20, 461-463.

206. Lewiński P. (2007) Analiza parametryczna MES wzajemnego oddziaływania żelbetowych zbiorników cylindrycznych z podłożem. *XIII Konferencja: Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze*, Wrocław - Szklarska Poręba, 1-8.

207. Liang R.Y., Ma F. (1992) Anisotropic plasticity model for undrained cyclic behaviour of clays. *J. Geotech. Eng.*, 118 (2), 229-265.

208. Lin H., Penumadu D. (2005) Experimental Investigation on Principal Stress Rotation in Kaolin Clay, *J. Geotech. and Geoenvir. Engrg*. Volume 131, Issue 5 (May), 633-642.

209. Liu H., Ling H.I. (2002) A sand model based on generalized plasticity. *Constitutive modelling of geomaterials: Selected contributions from Frank L. DiMaggio symposium*, H.I. Ling, A. Anandarajah, M.T. Manzari, V.N. Kaliakin, and A. Smyth, eds., CRC Press, Boca Raton, FL, 40-46.

210. Liu M.D., Carter J.P. (2002) A Structured Cam Clay Model. *Research Report* R814. Department of Civil Engineering, University of Sydney.

211. Lomize G.M., Kryzhanowski A.L. (1967) On the Strength of Sand. *Proc. Geotechnical Conference*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, vol. 1, 215-219.

212. Lowe J., Johnson T.C. (1960) Use of back-pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens. *Proc. of ASCE research conference on shear strength of cohesive soils*. Boulder, 819-836.

213. Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997) *Cone Penetration Testing In Geotechnical Practice*, Blackie Academic and Professional, Londyn.

214. Łupieżowiec M. (2004) *Konsystentny jednopowierzchniowy sprężysto-lepkoplastyczny model o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym dla gruntów spoistych*. Praca doktorska. Politechnika Śląska, Gliwice.

215. Macari E.J., Samarajiva P., Wathugala W. (2005) Selection and Calibration of Soil Constitutive Model Parameters using Genetic Algorithms. *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration* (ASCE Geotechnical Special Publication No. 128), ed: Yamamuro J.A., Kaliakin V.N., 310-332.

216. Majewski S. (1994) Elasto – plastic double – cap model for structure – subsoil interaction problems, *Archiv. Eng.*, vol. 40, No. 3-4, 339-418.

217. Mandeville D., Penumadu D. (2004) True Triaxial Testing System for Clay with Proportional-Integral-Differential (PID) Control. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 2., 134-144.

218. Marchetti S. (1980) In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of Geotechnical Engineering Divison*, Proc. of the ASCE, 106 (GT3), 299-321.

219. Marchetti S., Monaco P., Totani G., Marchetti D. (2008) In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT) *ASCE Geot. Special Publication* GSP 170 honoring Dr. J. H. Schmertmann.

220. Marquardt D.W. (1963) An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters. *J. Soc. Indust. Appl. Math.*, vol. 11, No.2., 431-441.

221. Marquez M.V., Chapman D.N., Ghataora G.S., (2006) Preparation of stiff overconsolidated clay samples for the study of soil deformations around tunnels. *Proc. of IAEG 2006*, No. 311.

222. Martins J.P. (1983) *Shaft resistance of axially loaded piles in clay*. PhD thesis. Imperial College, London.

223. Mašin D. (2005) A hypoplastic constitutive model for clays. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 29, 311-336.

224. Mašin D., Herle I. (2008) A hypoplastic model for clays improved for undrained conditions. *Proc. 12th Int. Conf. IACMAG*, Goa, India.

225. Matsuoka H., Nakai T. (1982) A new failure condition for soils in three-dimensional stresses. *Proc. IUTAM Conf. Deform. Fail. Granu. Mat.*, Delft, 253-263.

226. Mc Dowell G. R., Hau K.W. (2003) A simple non-associated three surface kinematic hardening model, *Géotechnique*, 53(4), 433-437.

227. Migliazza M., Chiorboli M., Giani G.P. (2009) Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground. *Computers and Geotechnics*, 36, 113–124.

228. Mitchell J.K., Soga K. (2005) *Fundamentals of Soil Behaviour*. 3rd Ed., John Wiley & Sons, New Jersey.

229. Mitew - Czajewska M. (2005) *Badania doświadczalne i analiza numeryczna przemieszczeń ścian szczelinowych*. Praca doktorska. Politechnika Warszawska. Wydział Inżynierii Lądowej.

230. Młynarek Z., Wierzbicki J. (2005) Nowoczesne metody rozpoznawania podłoża dla potrzeb budowy mostów i tuneli, *Geoinżynieria i tunelowanie*, 2, 46-55.

231. Młynarek Z., Wierzbicki J., Wołyński W. (2005) Use of cluster method for in situ tests, *Studia geotechnica et mechanica*, No. 3-4, 15-27.

232. Mohr O. (1900) Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materiales? *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure*, 44, 1-12.

233. Morgan J.R., Moore P.J. (1968) Experimental Techniques. *Soil Mechanics – Selected Topics*, ed. Lee I.K., American Elsevier Publishing Co., Inc., New York.

234. Moroto N. (1980) *Shearing deformation of granular materials such as sand*. Report, Department of Civil Engineering, Hachinohe Institute of Technology, Hachinohe, Aomori, Japan.

235. Mróz Z. (1980) On hypoelasticity and plasticity approaches to constitutive modeling of inelastic behavior of soils. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 4, 45-55.

236. Mróz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1978) An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 2, 1, 203-221.

237. Mróz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1979) Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils. *Geotechnique*, 29, No. 1, 1-4.

238. Mróz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1981) An anisotropic critical state model for soils subject to cyclic loading. *Geotechnique*, 31, No. 4, 451-469.

239. Mróz Z., Pietruszczak S. (1983) A constitutive model for sand with anisotropic hardening rule. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 7, 305-320.

240. Mróz Z., Zienkiewicz O.C. (1984) Uniform formulation of constitutive equations for clays and sands. *Mechanics of Engineering Materials*, eds: Desai C.S. & Golagher R.H., John Wiley, Nowy Jork, rozdz. 33, 415-450.

241. Muir Wood D. (1984) On stress parameters. Technical note. *Geotechnique*, 34, 282-287.

242. Muir Wood D. (1990) *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press.

243. Muir Wood D., Mackenzie N.L., Chan A.H.C. (1993) Selection of parameters for numerical predictions, *Predictive soil mechanics*, ed. Houlsby G.T. and Schofield A.N., Proc. of Wroth Memorial Symposium. Thomas Telford, London, 496-512.

244. Murakami, A., Hasegawa, T. (1988) Back analysis using Kalman filter–finite elements and optimal location of observed points. *Proc. Numerical Methods in Geomechanics*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 2051–2058.

245. Murakami, A., Hasegawa, T., Sakaguchi, H. (1991) Interpretation of ground performances based on back analysis results. *Proc. Computer Methods and Advances in Geomechanics*, ed: G. Beer, J. R. Booker, J. P. Carter, Balkema, Rotterdam, 1011–1015.

246. Muramatsu M., Tatsuoka F. (1981) Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test. *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Centre*, 14, March, 79-101.

247. Nash D.F.T. (2002) *A computer control system for stress path triaxial testing*, TRIAX version 5.2, using BBC Basic for Windows. (nieopublikowane).

248. Nelder J.A., Mead R. (1965) A simplex method for function minimization. *Computer J.*, 7, 308-313.

249. Newland P.L. (1970) *An Experimental Study of the Stress Strain Characteristics of a 'Wet' Clay and Their Relevance to Settlement Analysis*. Technical Report No. 15. Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization. Melbourne. Australia.

250. Newson T.A. (1998) Validation of a non-associated critical state model. *Computers and Geotechnics*, 23, 277-287.

251. Newson T.A., Bransby M.F., Kainourgiaki G. (2002) The use of small centrifuges for geotechnical education. *4th Int Conf. Physical Modelling in Geomechanics*, St. Johns, Newfoundland, 215-220.

252. Niemunis A. (2002) *Extended hypoplastic models for soils*. Rozprawa habilitacyjna, Ruhr Universität, Bochum.

253. Nova R. (1986) A constitutive model for granular media. *Proc. 2nd Int. Symp. Num. Models Geomech.*, Ghent, 123-130.

254. Nova R., Muir Wood D. (1979) A constitutive model for sand in triaxial compression. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 3, 255-278.

255. Olson R.E., Kiefer M.L. (1964) Effect of Lateral Filter Drains on the Triaxial Shear Characteristics of Soils. *Laboratory Shear Testing of Soils*, STP 361, ASTM, Filadelfia, 482-491.

256. Pal S., Wathugala G.W. Wathugala, Kundu S. (1996) Calibration of a Constitutive Model Using Genetic Algorithms, *Computers and Geotechnics*. 19 (4), 325-348.

257. Pastor M., Zienkiewicz O.C., Leung K.H. (1985) Simple model for transient loading in earthquake analysis. II. Non-associative models for sands. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 9, 477-498.

258. Pearce J.A. (1970) *The behavior of soft clay in a new true triaxial apparatus*. PhD Thesis, University of Cambridge.

259. Pearce J.A. (1972) A New Triaxial Apparatus. *Proc. Roscoe Memorial Symposium*, G.T. Foulis, Henley on Thames, 330-339.

260. Pieczyrak J. (1995) Zastosowanie analizy wstecznej wyników próbnego obciążenia płytą do identyfikacji parametrycznej modelu MCC. Konf. Środow. SMGSF KILiW PAN „Geotechnika w Ośrodku Gliwickim". *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, Budownictwo, Nr 80.

261. Pieczyrak J. (2001) *Ustalanie parametrów wybranych modeli gruntu na podstawie próbnych obciążeń*. Praca habilitacyjna. Politechnika Śląska, z. 91, Gliwice.

262. Pieczyrak J., Renke P. (2004) Próbne obciążenie modelu fundamentu zrealizowane na poletku doświadczalnym. *II Problemowa Konferencja Geotechniki. Współpraca Budowli z Podłożem Gruntowym*, Bialowieża, tom 1, 181-190.

263. Pierwozwanski A.A. (1974) *Metody szukania*. WNT, Warszawa.

264. Pietruszczak S., Mróz Z. (1983) On hardening anisotropy of K0-consolidated clays. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 7, 19-38.

265. Pietruszczak S., Stolle D.F.E. (1986) Dynamic behaviour of saturated sand: predictions based on multiple neutral loading loci concept. *Proc. Int. Symp. Num. Mod. Geomech. NUMOG 2*, Ghent, 669-678.

266. PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.

267. PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania laboratoryjne*.

268. Podgórski J. (1984) Limit state condition and dissipation function for isotropic materials. *Arch. Mech.*, 36, 323-342.

269. Poulos H.G., Davis E.H. (1974) *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. Series in Soil Engineering, Wiley & Sons. Nowy Jork.

270. Power P.T. (1982) The use of electric cone penetrometer in the determination of the engineering properties of chalk. *Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II*, Amsterdam, 2, 769-774, Balkema Pub., Rotterdam.

271. Prashant A., Penumadu D. (2004) Influence of specimen shape and test boundary conditions on the stress-strain behaviour of soil. *Proc. 57th Canadian Geotechnical Conference & 5th Joint IAH-CNC/CGS Conference*, Quebec, October, 24-28.

272. Prashant A., Penumadu D. (2005) A laboratory study of normally consolidated kaolin clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 27–37.

273. Prévost J.-H. (1977) Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 1, 195-216.

274. Pu J.-L., Li G.-X., Sun Y.-S. (1985) A three – dimensional elasto – plastic model for sands. *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, 621-624.

275. Puzrin A.M., Burland J.B. (1998) Non-linear model of small-strain behaviour of soils, *Geotechnique*, 48, 217 – 233.

276. Rendulic L. (1936) Relationship Between Void Ratio and Effective Principal Stresses for a Remolded Silty Clay. *Proc. of 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass. vol. 3, 48-51.

277. Roscoe K.H., Burland J.B. (1968). On the generalized stress – strain behaviour of 'wet clay'. *Engineering plasticity*, ed. Heyman J. & Leckie F.A., Cambridge University Press, Cambridge, 535–609.

278. Roscoe K.H., Schofield A.N. (1963) Mechanical behaviour of an idealised 'wet' clay. *Proc. 2nd Eur. Conf. SMFE*, Wiesbaden 1, 47-54.

279. Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P. (1958) On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8, No. 1, 22-52

280. Saada A. (1988a) A brief review of constitutive models. *Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils*, ed. Saada & Bianchini. Balkema, Rotterdam, 7-10.

281. Saada A., Puccini P. (1985) Discussion to: The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils by Hight D.W., Gens A., Symes M.J. *Geotechnique*, 35, No. 1, 78-81.

282. Saada A.S. (1988b) Hollow Cylinder Torsional Devices: Their Advantages and Limitations. State-of-the-Art Paper. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, ed. Donaghe R.T. i in., 766-795.

283. Saada A.S., Baah A.K. (1967). Deformation and failure of a cross anisotropic clay under combined stresses. *Proc. 3rd Pan Am. Conf. Soil Mech.*, Caracas 1, 67-88.

284. Said I., De Gennaro V., Frank R. (2009) Axisymmetric finite element analysis of pile loading tests. *Computers and Geotechnics*, 36, 6–19.

285. Samarajiva P., Macari E.J., Wathugala W. (2005) Genetic Algorithms for the Calibration of Constitutive Models for Soils. *Int. J. Geomech.*, 5 (3), 206-217.

286. Sandler I.S, Di Maggio F.L., Baladi G.Y. (1976) Generalized cap model for geological materials. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 102, GT7, 683-699.

287. Sawicki A. (1994) *Mechanika kontinuum*. Wprowadzenie. Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk.

288. Sawicki A., Świdziński W. (2002) Experimental investigations of elastic anisotropy of sands. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 49(1), 43-56.

289. Schofield A.N. (1980) Cambridge geotechnical centrifuge operations. *Geotechnique*, 30, No. 3, 227-268.

290. Schofield A.N. (1998) The "Mohr-Coulomb" error. *Mechanics & Geotechnique*, ed.: Luong, LMS Ecole Polytechnique, 19-27.

291. Schofield A.N., Wroth C.P. (1968) *Critical State Soil Mechanics*, Mc Graw Hill, London.

292. Scholey G.K., Frost J.D., Lo Presti D.C.F., Jamiolkowski M. (1995) A review of Instrumentation for Measuring Small Strains During Triaxial Testing of Soil Specimens. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, vol. 18, No.2, 137-156.

293. Scott R.F. (1988) Constitutive relations for soil: present and future. *Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils*. Balkema, Rotterdam, 723-725.

294. Seidler J., Badach A., Molisz W. (1980) *Metody rozwiązywania zadań optymalizacji*. WNT, Warszawa.

295. Sękowski J. (1986) Stratified subsoil modelled bu a cross-anisotropic elastic half-space. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, vol. 10, 407-414.

296. Shibuya S. (2000) Assessing Structure of Aged Natural Sedimentary Clays. *Soils and Foundations*, 40, No. 3, 1-16.

297. Siemińska – Lewandowska A. (2001) *Przemieszczenia kotwionych ścian szczelinowych*. Rozprawa habilitacyjna. Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Warszawa.

298. Simons N.E. (1971) The stress path method of settlement analysis applied to London clay. Stress-strain behaviour of soils (ed. R.H.G. Parry). *Proc. Of Roscoe Memorial Symposium*, Cambridge, 241-252.

299. Skempton A.W. (1954) The Pore Pressure Coefficients A and B. *Geotechnique*, 4, 143-147.

300. Skempton A.W., Bjerrum L. (1957) A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay. *Geotechnique*, 7, No. 4, December, 168-178.

301. Smith P.R., Jardine R.J., Hight D.W. (1992) The yielding of Bothkennar clay. *Geotechnique*, 42, No.2, 257-274.

302. Srokosz P.E. 2006. Wykorzystanie elementarnego algorytmu genetycznego do oceny stateczności zboczy. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, Budownictwo, z. 28, t. 2, Białystok: 233-242.

303. Stallebrass S. E. (1990) *Modelling the effects of recent stress history on the deformation of overconsolidated soils*. PhD thesis. City University, Londyn.

304. Stallebrass S. E., Taylor R. N. (1997) The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay, *Géotechnique*, 47 (2), 235-253.

305. Steenfelt J.S, Randolph M.F., Wroth C.P. (1981) Instrumented model piles jacked into clay. *Proc. 10th ICSMFE*, Stockholm, vol. 2, 857-864.

306. Steinbrenner W. (1934) *Tafeln zum Setzungsberechnung*, Die Strasse, 1, 121-124.

307. Sternik K.J. (2003) *Analiza efektywności i numeryczna implementacja jednopowierzchniowego, sprężystoplastycznego modelu gruntu o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym*. Praca doktorska. Politechnika Śląska, Gliwice.

308. Sture S., Budiman J.S., Ontuna A.K., Ko H.-Y. (1987) Directional Shear Cell Experiments on a Dry Cohesionless Soil. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 10, No. 2, June, 71-79.

309. Sture S., Desai C.S. (1979) Fluid cushion truly triaxial or multi-axial testing device. *Geotechnical Testing Journal*. Vol.2, No.1, 20-33.

310. Sukolrat J. (2006) *Structure and destructuration of Bothkennar clay*. PhD thesis. University of Bristol.

311. Symes M.J.P.R., Gens A., Hight D.W. (1984) Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand, *Geotechnique*, 34, No. 1, 11-27.

312. Świdziński W. (2000) Determination of elastic moduli of sands from triaxial compression test. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 47(1-4), 51-73.

313. Świdziński W. (2006) *Mechanizmy zagęszczania i upłynniania gruntów sypkich*. Wyd. IBW PAN, Gdańsk.

314. Tamagnini C., Viggiani G., Chambon R. (2000) A review of two different approaches to hypoplasticity. *Constitutive modeling of granular materials* (ed.: Kolymbas D.), Springer, 107-165.

315. Tamagnini C., Viggiani G., Chambon R. (2001) Some remarks on shear band analysis in hypoplasticity. *Bifurcation and Localisation Theory in Geomechanics* (ed.: Mühlhaus H.-B., Dyskin A., Pasternak E.), Swets & Zeitlingen, Lisse, 85-93.

316. Tang Y.-G, Kung G.T.-C. (2009) Application of nonlinear optimization technique to back analyses of deep excavation. *Computers and Geotechnics*, 36, 276-290.

317. Tarnawski M. (2007) *Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu*. PWN

318. Tatsuoka F., Ishihara K. (1973) Stress path and dilatancy performance of a sand. *Proc. 8th ICSMFE*, Moscow, vol. 1, 419-424.

319. Tatsuoka F., Santucci de Magistris F., Hayano K., Momoya Y., Koseki J. (1998) Some new aspects of time effects on the stress-strain behaviour of stiff materials. Keynote Lecture. *Proc. 2nd Int. Conf. Geotechnics of Hard Soils and Soft Rocks*, Balkema, Rotterdam, vol. 3, 1285-1371.

320. Terzaghi K. (1936) Presidential Address. *Proc. 1st Int. Conf. for Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Cambridge, Mass. 1 , 22-3.

321. Terzaghi K. (1943) *Theoretical soil mechanics*. J. Wiley, New York.

322. Toll D.G. (1993) A computer control system for stress path triaxial testing. *Developments in Civil Construction Engineering Computing*. (ed: Topping B.V.) Civil-Comp press, Edinburgh, 107-117.

323. Topolnicki M. (1990) An elasto-plastic subloading surface model for clay with isotropic and kinematic mixed hardening parameters. *Soils and Foundations*, 30, No. 2, 103-113.

324. Topolnicki M., Sołtys G., Kwiatkowski W. (2006) Wgłębne zagęszczenie podłoża oraz przestrzenna analiza MES posadowienia wieżowca Sea Towers w Gdyni. XIV

Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej,* Budownictwo, zeszyt 28, tom. 2, 457-465.

325. Touileb B.N. (2000) Discussion of: A numerical solution of cavity expansion problem in sand based directly on experimental stress–strain curves. *Can. Geotech. J.*, 37, 492–493.

326. Truty A. (1995) *Nieliniowy model gruntu do opisu stanu naprężeń i deformacji w ziemnych konstrukcjach piętrzących poddanych oddziaływaniom sejsmicznym*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska.

327. van Eekelen H.A.M. (1980) Isotropic Yield Surfaces in Three Dimensions for Use in Soil Mechanics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 4, 89-101.

328. Vermeer P.A., Bonnier P.G., Möller S.C. (2002) On A Smart Use of 3D-FEM in Tunneling. *Proc. 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII*), Rome, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 361-366.

329. Weifner T. Kolymbas D. (2008) Review of two hypoplastic equations for clay considering axisymmetric element deformations. *Computers and Geotechnics*, 35, 760-774.

330. Welch G., Bishop G. (2001) *An Introduction to the Kalman Filter*. SIGGRAPH 2001, Course 8, Los Angeles, CA, University of North Carolina, ACM, Inc, http://www.cs.unc.edu/ ~tracker/ref/s2001/kalman/.

331. Wheeler S.J. (1996) Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 42-57.

332. Wheeler S.J., Näätänen A., Karstunen M., Lojander M. (2003) An anisotropic elasto-plastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal,* 40, 403-418, doi: 10.1139/T02-119.

333. Wheeler S.J., Sivakumar V. (1992) Critical state concepts for unsaturated soil. *Proc. 7th International Conference on Expansive Soils*, Dallas, Texas, 167-172.

334. Wheeler S.J., Sivakumar V. (1995) An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Geotechnique*, 45, No.1, 35-53.

335. Whittle A.J. (1993) Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays. *Geotechnique*, 43, 2, 289-313.

336. Whittle A.J. Kavvadas M.J. (1994) Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(1), 173–198.

337. Wilde P. (1977) Two invariants-dependent models of granular media. *Arch. Mech. Stos.*, 29, No. 6, 799-809.

338. Wroth, C.P., Loudon P.A. (1967) The Correlation of Strains within a Family of Triaxial Tests on Overconsolidated Samples of Kaolin, *Proc. Geotechnical Conference* in Oslo, 1, 159-163.

339. Wu W., Kolymbas D. (2000) Hypoplasticity then and now. *Constitutive modeling of granular materials* (ed.: Kolymbas D.), Springer, 57-105.

340. Xiang Z., Swoboda G., Cen Z. (2003) Optimal Layout of Displacement Measurements for Parameter Identification Process in Geomechanics. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, vol. 3, No. 3-4, 205-216.

341. Yamada Y. Ishihara K. (1979) Anisotropic Deformation Characteristics of Sand under Thhree Dimensional Stress Conditions. *Soils and Foundations*, vol. 19, No. 2, 79-94.

342. Yang, L. D. (1996) *The theory and applications of back analysis in geotechnical problems*, Science Press, Pekin (po chińsku).

343. Yasin S.J.M., Tatsuoka F. (2000) Stress history-dependent deformation characteristics of dense sand in plane strain. *Soils and Foundations*, vol. 40, No. 2, Japanese Geotechnical Society, 77-98.

344. Yin J.-H., Kumruzzaman M. (2008) The Stress-Strain-Strength Behaviour of a Completely Decomposed Granite Soil Using a New Advanced True Triaxial Testing System. *Proc. 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics* (IACMAG), Goa, Indie, 1571-1579.

345. Yudhbir, Mathur S.K., Kuganathan V. (1978) Critical State Parameters. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Proc. ASCE, vol. 104, No. GT4, 497-501.

346. Yusuke, H., Lie, W. T., Soumitra, G. (1994) 'Inverse analysis of an embankment on soft clay by extended Bayesian method.' *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, 18(10), 709–734.

347. Zienkiewicz O.C., Mróz Z. (1984) Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics. *Mechanics of Engineering Materials*, eds: Desai C.S. & Golagher R.H., John Wiley, Nowy Jork, rozdz. 33, 655-680.

348. Zimmermann T., Truty A., Urbański A., Podleś K. (2007) *Z_SOIL.PC 2007 manual. Theory*.

ZAŁĄCZNIKI

ZAŁĄCZNIK 2.1. MODELE PRZYROSTOWO LINIOWE

Wszystkie modele przyrostowo liniowe (hiposprężyste) opierają się na równaniu ogólnym (2.48). Różnice między nimi wynikają z innej specyfikacji stycznej macierzy sprężystości $\boldsymbol{D}_t$, uwzględniającej wybraną formę anizotropii lub jej najprostszy przypadek – izotropię.

Pewną uwagę poświęcić tu wypada prostemu przypadkowi szczególnemu, jaki stanowią modele liniowo sprężyste. Jak wspomniano w rozdziale 2.2.2 nie wytrzymały one próby czasu i są eliminowane ze współczesnej praktyki geotechnicznej. Od zasady tej odstępuje się wciąż jednak w stosunku do modeli z ciągłą niejednorodnością, uwzględniających znany z badań *in situ* wzrost modułu sprężystości E lub G z głębokością. Jako przykład można podać model nieściśliwej półprzestrzeni Gibsona (1967), dość dobrze sprawdzający się w warunkach obciążenia bez drenażu. Niezależnie od tego, liniowy wzrost modułu na głębokości z rozsądnym realizmem opisuje zachowanie się pod obciążeniem podłoża normalnie skonsolidowanego. Do opisu podłoży prekonsolidowanych lepiej nadaje się ogólniejszy model Bookera – Davisa – Balaama (Booker i in., 1985), posługujący się potęgowym prawem zmienności modułu z głębokością, o wykładniku $n < 1$. Do omawianej grupy zaliczyć można również poprzecznie anizotropowe modele: Bardena (1963) o 5 różnych stałych materiałowych (patrz również: Sękowski, 1986) oraz Grahama i Houlsby'ego (1983) o 3 stałych materiałowych.

Styczna macierz sprężystości $\boldsymbol{D}_t$ w modelach hiposprężystych może być dana w postaci ogólnej (2.51), (2.52) lub (2.55) z zastrzeżeniem, że jej elementy jako wielkości styczne $D_{jk\,t}$, K_t, G_t, E_t, ν_t są funkcjami naprężenia $\boldsymbol{\sigma}$ lub odkształcenia $\boldsymbol{\varepsilon}$.

Modele hiposprężyste wprowadzające zmienne moduły styczne, w sposób ewidentny poprawiają opis zachowania gruntu w sensie nieliniowości odkształceń, zależności od naprężenia średniego, wprowadzają również pewne efekty sprzężenia. Wśród modeli izotropowych należy tu wymienić prosty model hiperboliczny Duncana i Changa (1970) oraz jego modyfikacje (Kulhawy i in., 1972, Duncan, 1980), a także model logarytmiczny Puzrina i Burlanda (1998) oraz hiperboliczny model Faheya i Cartera (1993), będący uogólnieniem propozycji Duncana i współpracowników.

Podstawową wadą modeli przyrostowo liniowych jest brak deformacji nieodwracalnych (mimo nieliniowych charakterystyk „naprężenie – odkształcenie"). Ponadto, struktura równań bazuje na postulacie zgodności głównych kierunków przyrostów naprężenia i odkształcenia, podczas gdy doświadczenia dowodzą, że bardziej realistyczna jest współosiowość kierunków głównych naprężenia i przyrostu odkształcenia plastycznego, będąca podstawą teorii plastycznego płynięcia. Modele hiposprężyste nie uwzględniają wreszcie wzrostu sztywności gruntu przy zmianie kierunku obciążenia, czy wpływu pośredniej wartości głównej tensora naprężenia. Z tego powodu ich stosowanie jest na dzisiejszym etapie rozwoju modelowania konstytutywnego ograniczone do opisu zachowania gruntów w obszarze prekonsolidacji, w zakresie małych odkształceń. Często równania tych modeli zostają „wplecione" w związki konstytutywne modeli sprężysto – plastycznych, tak jak miało to miejsce z modelem Faheya-Cartera, włączonym do modelu sprężysto idealnie – plastycznego Coulomba – Mohra w pracy Cocquillay (2005) i do modelu Modified Cam Clay w propozycji Gryczmańskiego i Uliniarza (2008).

ZAŁĄCZNIK 2.2. MODELE PRZYROSTOWO NIELINIOWE

W modelach przyrostowo nieliniowych (hipoplastycznych) silna nieliniowość odkształceń opisana jest pojedynczym równaniem typu prędkościowego. W najbardziej ogólnej postaci, przy założeniu izotropii, przyjmuje ono formę:

$$\begin{aligned}\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \phi_0\mathbf{1} + \phi_1\mathbf{T} + \phi_2\mathbf{D} + \phi_3\mathbf{T}^2 + \phi_4\mathbf{D}^2 + \phi_5(\mathbf{T}\cdot\mathbf{D} + \mathbf{D}\cdot\mathbf{T}) + \phi_6(\mathbf{T}^2\cdot\mathbf{D} + \mathbf{D}\cdot\mathbf{T}^2) + \\ + \phi_7(\mathbf{T}\cdot\mathbf{D}^2 + \mathbf{D}^2\cdot\mathbf{T}) + \phi_8(\mathbf{T}^2\cdot\mathbf{D}^2 + \mathbf{D}^2\cdot\mathbf{T}^2)\end{aligned}, \qquad \text{(Z2.1)}$$

gdzie $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ jest miarą prędkości aktualnego naprężenia Cauchy'ego **T**, znaną jako prędkość Zaremby-Jaumanna, **D** – prędkością odkształcenia, a współczynniki ϕ_i:

$$\phi_i = \phi_i\left[tr\mathbf{T}, tr\mathbf{T}^2, tr\mathbf{T}^3, tr\mathbf{D}, tr\mathbf{D}^2, tr\mathbf{D}^3, tr(\mathbf{T}\cdot\mathbf{D}), tr(\mathbf{T}^2\cdot\mathbf{D}), tr(\mathbf{T}\cdot\mathbf{D}^2), tr(\mathbf{T}^2\cdot\mathbf{D}^2)\right] \qquad \text{(Z2.2)}$$

są funkcjami niezmienników tensorów naprężenia **T** i odkształcenia **D**, które dobierane są zwykle jako liniowe kombinacje wybranych składników równania (Z2.1) (Niemunis, 2002). Najpopularniejsza forma równania konstytutywnego, rozwinięta w latach dziewięćdziesiątych, ma postać:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \mathbf{L} : \mathbf{D} + \mathbf{N}\|\mathbf{D}\|, \qquad \text{(Z2.3)}$$

gdzie **L** i **N** są tensorami konstytutywnymi czwartego i drugiego rzędu i jednocześnie funkcjami naprężenia. Sztywność gruntu (moduł styczny) jest ciągłą funkcją kierunku prędkości odkształcenia.

W przeciwieństwie do modeli sprężysto – plastycznych w tej grupie nie wydziela się sprężystych i plastycznych prędkości odkształceń, nie definiuje się odgórnie stanów obciążenia, odciążenia i neutralnych, ani powierzchni charakterystycznych, aczkolwiek przez odpowiedni dobór funkcji ϕ_i można uzyskać hipoplastyczne odpowiedniki prawa plastycznego płynięcia oraz powierzchni plastyczności, powierzchni ograniczającej i granicznej, będących podstawą modeli przyrostowo biliniowych (multiliniowych).

Uważa się, że podstawy teorii hipoplastyczności i pierwszy kompletny model, przeznaczony do opisu gruntów niespoistych, przedstawił Kolymbas (1977). Od tego czasu koncepcja hipoplastyczności rozwija się przede wszystkim w dwóch ośrodkach naukowych: w uniwersytecie w Karlsruhe, za sprawą takich autorów jak: m.in. Bauer, Gudehus, Herle, Kolymbas, Niemunis, Sikora, von Wolfefersdorff, Wu, oraz równolegle na politechnice w Grenoble (modele *CLoE*) za sprawą: Chambona, Darve'a, Desrues'a, Viggianiego i innych. Ogólny opis teorii hipoplastyczności można znaleźć m.in. w pracach Kolymbasa (2000) oraz Laniera i in. (2004).

Powstały liczne koncepcje udoskonalające niedostatki pierwszych modeli przyrostowo nieliniowych, takie jak zbyt wysokie stosunki naprężeń przy niektórych ścieżkach obciążenia, wynikające z braku powierzchni ograniczającej, niezależność od ścieżki obciążenia, brak spójnego prawa wzmocnienia gęstościowego, czy nierealistyczne przyrosty ciśnienia porowego w warunkach obciążenia cyklicznego bez drenażu. Poza tym zaawansowane modele nieliniowo przyrostowe rozwijane są obecnie w kierunku rozszerzenia opisu również na grunty spoiste.

Wśród najnowszych propozycji znajdują się np. modele: Niemunisa (2002), Herle i Kolymbasa (2004), Mašína (2005), Huanga i in. (2006) oraz Mašína i Herle (2008). Przegląd i porównanie niektórych modeli hipoplastycznych można znaleźć w pracach Tamagniniego i in. (2000, 2001), Wu i Kolymbasa (2000), Weifnera i Kolymbasa (2008).

Zaawansowane modele przyrostowo nieliniowe pozwalają na uwzględnienie większości istotnych zjawisk w gruntach, zaakcentowanych w rozdziale 2.2.1, przede wszystkim, silnej nieliniowości i nieodwracalności odkształceń (wynikających zresztą z pojęcia hipoplastyczności) oraz bifurkacji. Równania konstytutywne tych modeli są na tyle ogólne, że umożliwiają ciągły rozwój tej koncepcji. Z drugiej strony ceną ogólności jest dość skomplikowana teoria i zapis równań, a co za tym idzie – jeszcze nieliczne implementacje w pakietach obliczeniowych programów komputerowych. Modele hipoplastyczne, z uwagi na swoją niedługą historię wymagają ciągle weryfikacji, szczególnie przy niestandardowych przebiegach obciążeń w badaniach laboratoryjnych.

ZAŁĄCZNIK 2.3. MODELE UOGÓLNIONEJ PLASTYCZNOŚCI

W modelach uogólnionej plastyczności, stanowiących ostatnią klasę modeli sprężysto – plastycznych, wyszczególnionych na rysunku 2.3, nie definiuje się żadnych powierzchni charakterystycznych (ograniczającej, plastyczności, obciążenia, potencjału itp.), bazując wprost na prawach rządzących zachowaniem gruntu przy obciążeniu i odciążeniu. Jest to najbardziej uniwersalnie zdefiniowana grupa modeli, dlatego inne modele sprężysto – plastyczne są jej przypadkami szczególnymi.

Równania konstytutywne modeli uogólnionej plastyczności wyraża się równaniami:

$$\delta\sigma' = \left(\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_L \cdot \mathbf{n}^T \cdot \mathbf{D}}{\mathbf{n}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_L + K_L} \right) \cdot \delta\varepsilon \,, \tag{Z2.4}$$

$$\delta\sigma' = \left(\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_U \cdot \mathbf{n}^T \cdot \mathbf{D}}{\mathbf{n}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_U + K_U} \right) \cdot \delta\varepsilon \,. \tag{Z2.5}$$

Wektor $\boldsymbol{n}$ oznacza tu jednostkowy wektor normalny do pewnej powierzchni przechodzącej przez bieżący punkt naprężenia, rozróżniając przyrost naprężenia $\delta\sigma'$ będący obciążeniem i odciążeniem:

$$\begin{aligned} &\boldsymbol{n}^T \cdot \delta\sigma' > 0 \text{ - obciążenie,} \\ &\boldsymbol{n}^T \cdot \delta\sigma' < 0 \text{ - odciążenie.} \end{aligned} \tag{Z2.6}$$

Wielkości $\boldsymbol{n_L}$, $\boldsymbol{n_U}$, K_L i K_U to wektory wyznaczające kierunki przyrostu odkształcenia plastycznego oraz moduły określające ich amplitudy, przy czym symbol L (loading) oznacza stan podczas obciążenia, a U (unloading) – podczas odciążenia.

Obowiązują następujące warunki:

- $K_L = 0$ i $K_U = 0$ w przypadku plastycznego płynięcia,
- $K_L = \infty$ i $K_U = \infty$ przy odkształceniach czysto sprężystych,

- $K_L < 0$ i $K_U < 0$ w zakresie plastycznego osłabienia,
- $\boldsymbol{n}^T \cdot \boldsymbol{n_L} > 0$
- $\boldsymbol{n}^T \cdot \boldsymbol{n_U} > 0$

Różne sformułowania modeli uogólnionej plastyczności można znaleźć m.in. w publikacjach Mroza i Zienkiewicza (1984), Zienkiewicza Mroza (1984), Pastora i in. (1985), Liu'a i Linga (2002).

ZAŁĄCZNIK 2.4. MODELE O PLASTYCZNOŚCI WIELO-MECHANIZMOWEJ

Rozwinięciem teorii uogólnionej plastyczności, jak również modeli o wzmocnieniu izotropowo – kinematycznym, są modele o plastyczności wielomechanizmowej. Traktuje się w nich odrębnie wpływy przyrostów naprężenia średniego, ścinającego i zmiany kierunków głównych na plastyczne odkształcenia objętościowe i postaciowe. Przyrost odkształcenia plastycznego wyraża się wzorem:

$$\delta\varepsilon^p = \sum_{j=1}^{r} \delta\varepsilon_j{}^p \,, \tag{Z2.7}$$

gdzie:

$$\delta\varepsilon_j{}^p = \frac{1}{K_{L(j)}} \cdot \mathbf{n}_{L(j)} \cdot \mathbf{n}_j{}^T \cdot \delta\sigma' \tag{Z2.8}$$

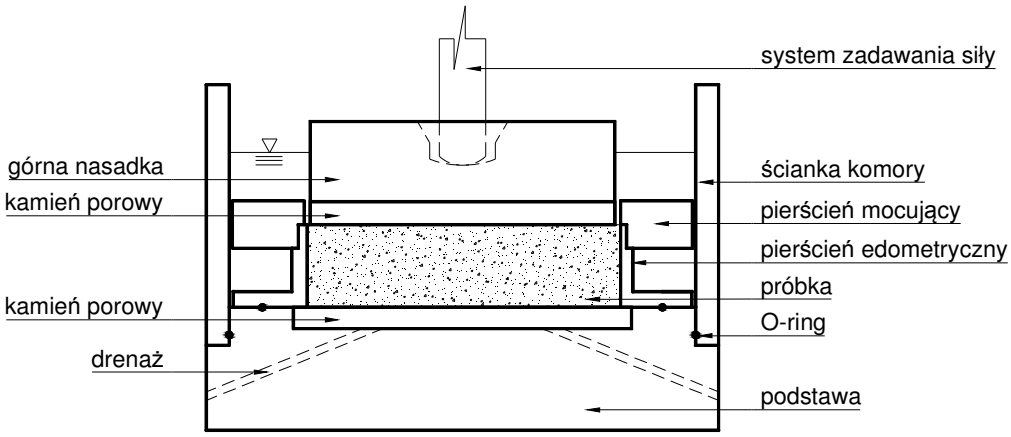
przy obciążaniu oraz

$$\delta\varepsilon_j{}^p = \frac{1}{K_{U(j)}} \cdot \mathbf{n}_{U(j)} \cdot \mathbf{n}_j{}^T \cdot \delta\sigma' \tag{Z2.9}$$

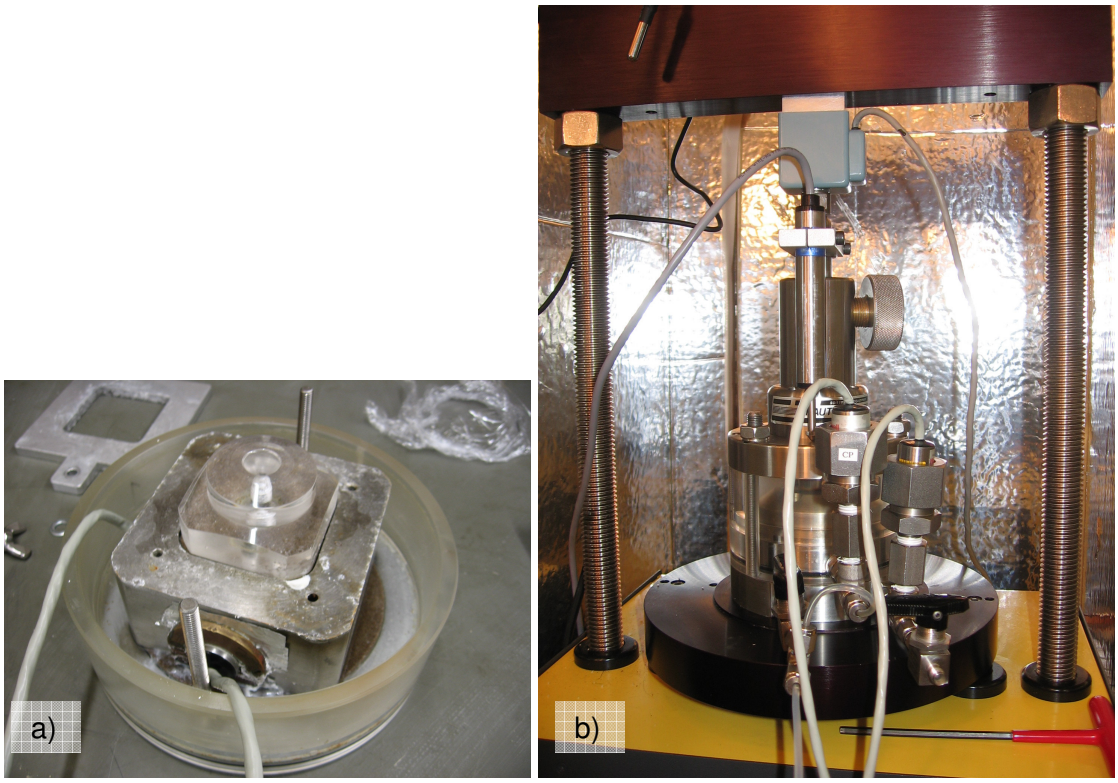
przy odciążaniu.

Reprezentantami tej grupy są m.in. modele Pietruszczaka i Stolle'a (1986) oraz Trutego (1995). Z uwagi na bardzo złożony opis, modele te są rzadko stosowane w praktyce, aczkolwiek są niezastąpione w przypadkach zagadnień z dominującym wpływem obciążeń cyklicznych.

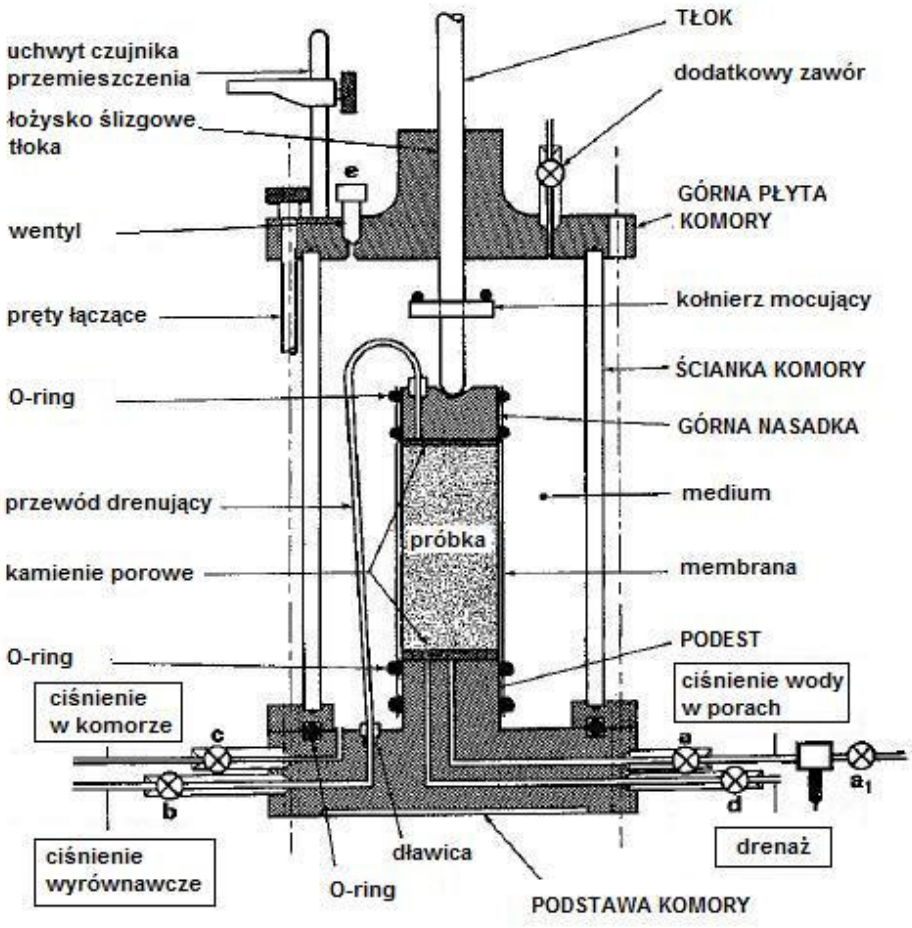
ZAŁĄCZNIK 4.1. APARATY LABORATORYJNE STOSOWANE W BADANIACH Z KONTROLĄ ŚCIEŻKI OBCIĄŻENIA



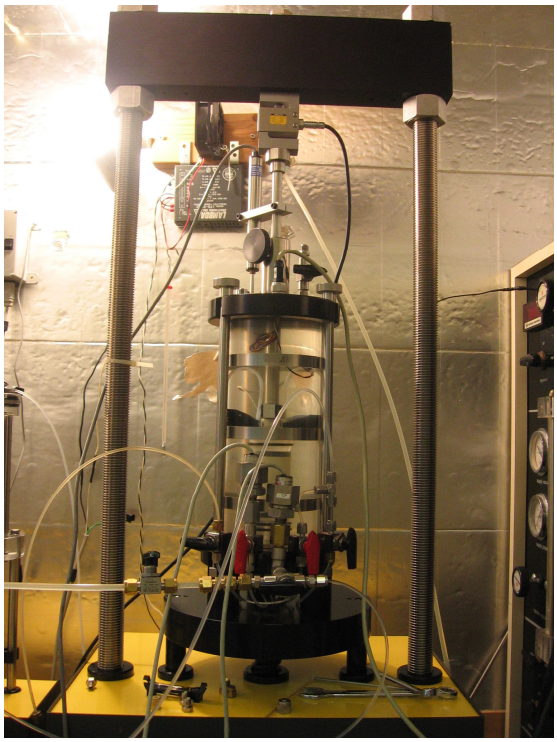
Rysunek Z4.1. Schemat klasycznego aparatu edometrycznego



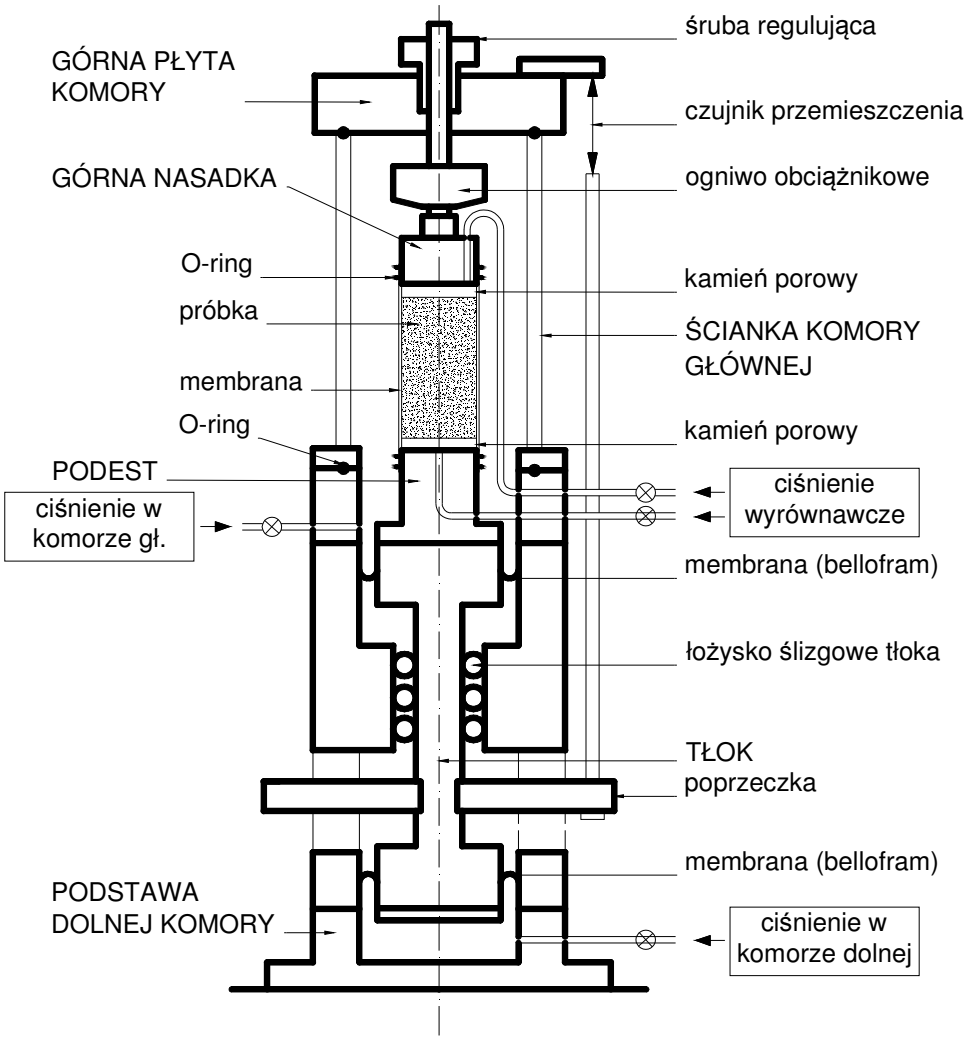
Rysunek Z4.2. Zdjęcie edometru K_0 (a) oraz edometru do testów CRS z możliwością kontroli ciśnienia wyrównawczego (b) (University of Massachusetts, Amherst)



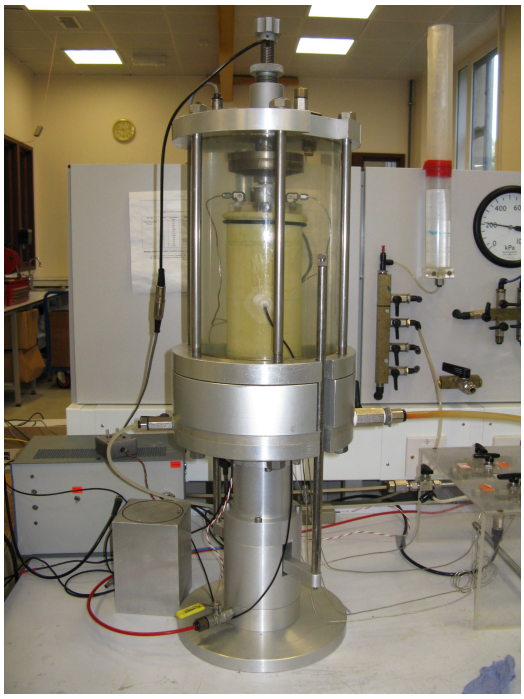
Rysunek Z4.3. Schemat aparatu trójosiowego ściskania konstrukcji Bishopa i Henkela (Head, 1998).



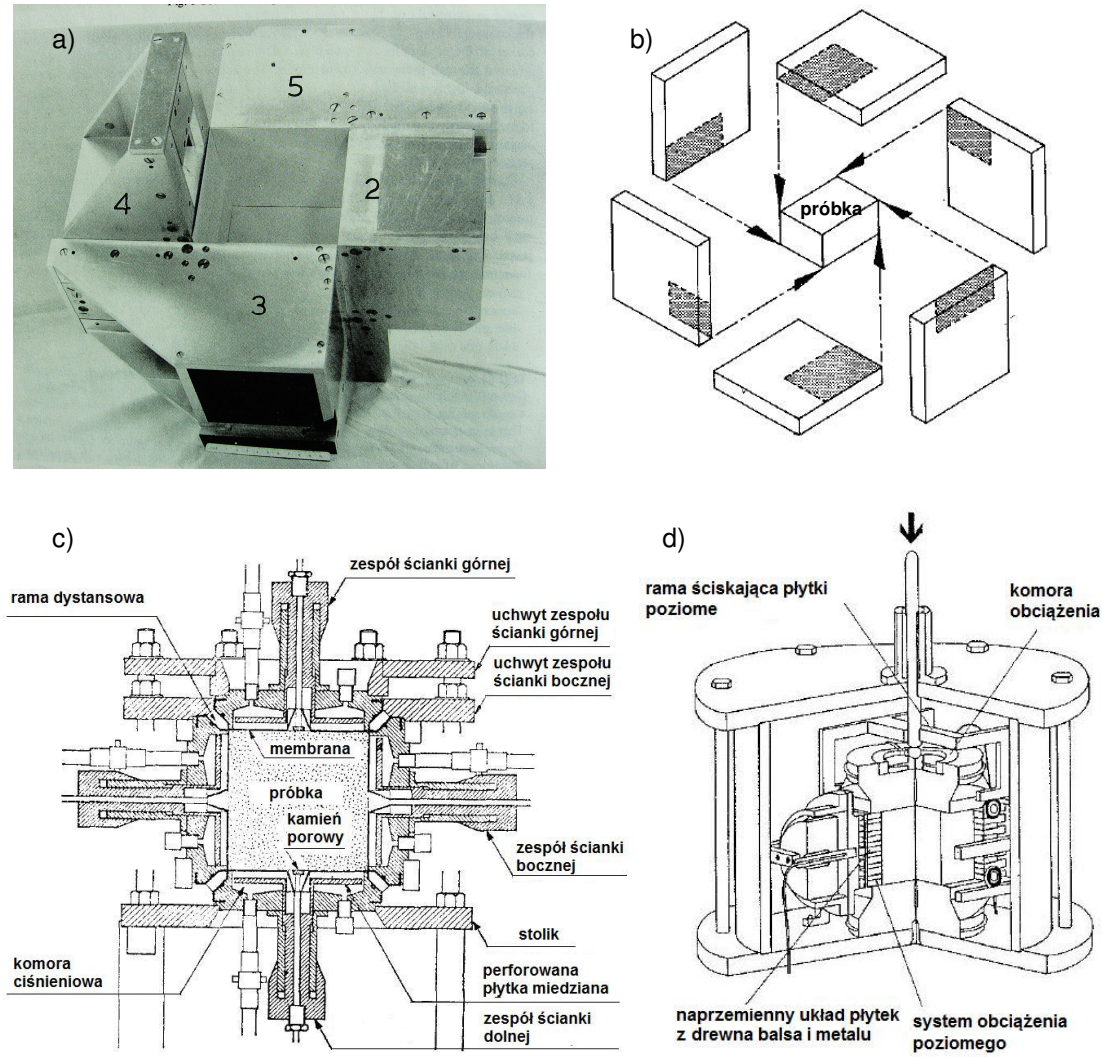
Rysunek Z4.4. Zdjęcie aparatu trójosiowego ściskania konstrukcji Bishopa i Henkela (University of Massachusetts, Amherst).



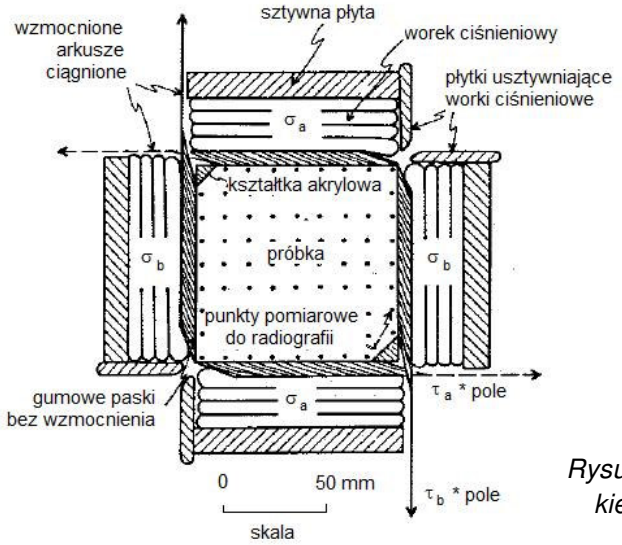
Rysunek Z4.5. Schemat aparatu trójosiowego ściskania konstrukcji Bishopa i Wesleya (1975).



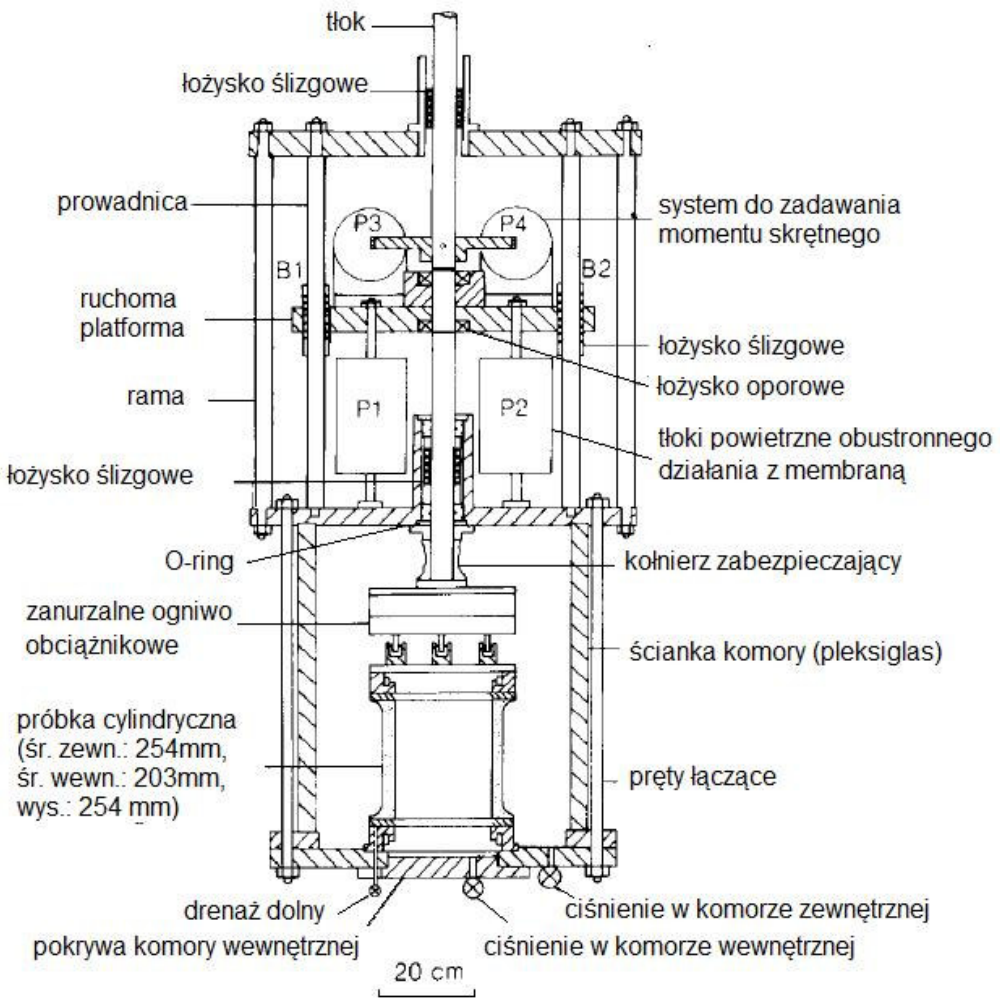
Rysunek Z4.6. Zdjęcie aparatu trójosiowego ściskania konstrukcji Bishopa i Wesleya (University of Bristol).



Rysunek Z4.7. Aparaty prawdziwego trójosiowego ściskania: o ściankach sztywnych - fotografia prototypowej konstrukcji Pearce'a (a) i układ płytek wg. pomysłu Hambly'ego (1969) [Pearce, 1972] (b), o ściankach wiotkich – konstrukcja Yamady i Ishihary (1979) oraz o mieszanych warunkach brzegowych – wg. Ladego i Duncana (1973).



Rysunek Z4.8. Szkic konstrukcji komory kierunkowego ścinania [Arthur i in., 1977]



Rysunek Z4.9. Schemat konstrukcji aparatu do badania próbek w kształcie wydrążonego cylindra - HCA [Hight i in., 1983]

ZAŁĄCZNIK 5.1. KOD PROGRAMU MATLAB. WYZNACZANIE ŚCIEŻKI ODPOWIEDZI ε_s – ε_{vol} NA ŚCIEŻKĘ NAPRĘŻENIA *p'* – *q*. MODEL CM.

```
%DANE WEJŚCIOWE

%parametry
c = 10; fi = 10; E = 1.854; %MPa; ni = 0.377; epsS1=0.02; epsV1=0.22;

%odczytanie ścieżki naprężenia
 [p q] = textread('p_q_12_0.1%.txt','%f %f ');

deg=pi/180;
j=1; b=1;
No=size(p,1);
qd=q;pd=p;

%wartości początkowe
epsS=epsS1/100; epsV=epsV1/100; E=E*1000; %tam w MPa, tu musi byc kPa

%PROCEDURA OBLICZENIOWA

for i=1:No

        %powierzchnia ograniczająca
        if q(i)>10e-10 %ściskanie
                alfa(i) = 6*sin(fi*deg)/(3-sin(fi*deg));
                beta(i) = 6*c*cos(fi*deg)/(3-sin(fi*deg));
        else %rozciąganie
                alfa(i) = 6*sin(fi*deg)/(3+sin(fi*deg));
                beta(i) = 6*c*cos(fi*deg)/(3+sin(fi*deg));
        end

        %kontrola warunku stanu granicznego
        if  abs( q(i) ) >= abs( alfa(i) * p(i) + beta(i) );
                war(i)=1;
                if i==1
                        disp(['punkt nr 1 poza powierzchnia graniczna '])
                        return
                end
        else
                war(i)=0;
        end

        if b==2
                war(i)=1;
        end
end

%OBLICZENIE PRZYROSTU ODKSZTAŁCENIA

for i=2:No
        K=E/3/(1-2*ni);
        G=E/2/(1+ni);
        if (war(i)==0 & b==1)
                depsV(i) = (p(i)-p(i-1))/K ;
                depsS(i) = (q(i)-q(i-1))/3/G ;
        else %jezeli war=1
```

```
                b=2;
                if j==1
                        q(i)= ( (q(i-1) - q(i)) * (alfa(i) * p(i-1)+beta(i)) - alfa(i)*(p(i-1) - p(i)) * q(i-1)
                        ) / ( q(i-1) - q(i) - alfa(i) * (p(i-1) - p(i)) );
                        p(i)= ( (q(i-1) - qd(i)) * p(i-1) + (p(i-1) - p(i)) * (beta(i) - q(i-1))) / ( q(i-1) -
                        qd(i) -alfa(i) * (p(i-1) - p(i)) );
                        disp(['osiagnieto powierzchnie graniczna, p = ',num2str(p(i)),' q = ',
                        num2str(q(i)), ' c = ', num2str(c), ' fi = ', num2str(fi) ]);
                        depsV(i) = (p(i)-p(i-1))/K ;
                        depsS(i) = (q(i)-q(i-1))/3/G ;
                        qA=q(i); %przeciecie powierzchni zniszczenia z prosta biegnąca przez
                        2 ostatnie punkty
                        pA=p(i);
                         j=2;a=i;
                else %skrócenie ścieżki – przypadek niemożliwy
                        q(i)=qA;
                        p(i)=pA;
                        depsS(i) = 0;
                        depsV(i) = 0;
                end
        end

epsS(i)=epsS(i-1)+depsS(i);
epsV(i)=epsV(i-1)+depsV(i);
end

%OBLICZENIE WEKTORA ODKSZTAŁCENIA

epsS=epsS*100;
epsV=epsV*100;

% WYKRESY

%linia CM
for i=1:No
        x(i)= pd(i);
        yc(i)= 6*sin(fi*deg)/(3-sin(fi*deg)) * pd(i) + 6*c*cos(fi*deg)/(3-sin(fi*deg));
        ye(i)= - 6*sin(fi*deg)/(3+sin(fi*deg)) * pd(i) - 6*c*cos(fi*deg)/(3+sin(fi*deg));
end;

figure(1)
plot(x,yc,'b',x,ye,'r',p,q,'go',pd,qd,'m','LineWidth',1);
title('model DP')
legend('linia CM compr', 'linia CM ext','sciezka','wszystkie dane');
xlabel('p [kPa]')
ylabel('q [kPa]')
grid on

 figure(2)
 plot(epsS,epsV,'LineWidth',1);
 title('sciezka odksztalcenia')
 xlabel('epsS [%]')
 ylabel('epsV [%]')
 grid on

 figure(3)
 plot(epsS,q,'LineWidth',1);
 title('charakterystyka scinania')
 xlabel('epsS [%]')
 ylabel('q [kPa]')
```

```
grid on

figure(4)
plot(p,epsV,'LineWidth',1);
title('charakterystyka scisliwosci')
xlabel('p [kPa]')
ylabel('epsV [%]')
grid on

%ZAPISANIE WYNIKÓW W PLIKU TEKSTOWYM
EPS(1,1:X)=epsS;
EPS(2,1:X)=epsV;
fid = fopen('odksztalcenia.txt','w'); %tworzy plik
fprintf(fid,'%6.6f %6.6f\n',EPS);
fclose(fid);
disp('odkształcenia zapisano w pliku "odksztalcenia.txt" - pierwsza kolumna to epsS, druga -
epsV');

%zapisywanie naprężeń w pliku naprezenia.txt
NAP(1,1:X)=p;
NAP(2,1:X)=q;
fid = fopen('naprezenia.txt','w'); %tworzy plik
fprintf(fid,'%6.6f %6.6f\n',NAP);
fclose(fid);
disp('naprężenia zapisano w pliku "naprezenia.txt" - pierwsza kolumna to p, druga - q');
```

ZAŁĄCZNIK 5.2. KOD PROGRAMU MATLAB. WYZNACZANIE ŚCIEŻKI ODPOWIEDZI ε_s – ε_{vol} NA ŚCIEŻKĘ NAPRĘŻENIA *p'* – *q*. MODEL MCC.

```
%DANE WEJŚCIOWE

%parametry
Mc=0.8; e0=1; lambda=0.2; kappa=0.05; ni=0.3;

%odczytanie ścieżki naprężenia
[p q] = textread('p3.txt','%f %f ');
p_pc=200; %maksymalne w historii obciążenia naprężenia średnie
q_pc=0; %maksymalny w historii obciążenia dewiator naprężenia

%początkowe wartości odkształceń w %
epsS1=0;epsV1=0;

%wartość pomocnicza do podziału odcinków
H=100;

%PROCEDURA OBLICZENIOWA

PUNKTY=size(p,1);%liczba wyników eksperymentalnych
pc0=p_pc+q_pc^2/Mc^2/p_pc;  % początkowe ciśnienie prekonsolidacji
Me=3*Mc/(3+Mc);

%podział każdego odcinka ścieżki naprężenia na H przedziałów w celu redukcji wychodzenia
poza pow. plastyczności
pH=p; qH=q;
for i=1:PUNKTY-1
        for j=1:H+1
```

```
                p(H*(i-1)+j)=pH(i)+(pH(i+1)-pH(i))/H*(j-1);
                q(H*(i-1)+j)=qH(i)+(qH(i+1)-qH(i))/H*(j-1);
        end
end
No=size(p,1);

%wartości poczatkowe
e=e0;pc=pc0; epsS=epsS1/100; epsV=epsV1/100;
war = 0; %zaczynamy z war = 0 tzn. w prekonsolidacji (sprężystość)

for i=2:No

        %określenie parametru M przy ściskaniu i rozciąganiu
        if q(i)<0
                M=Me;
        else
                M=Mc;
        end

%AKTUALNE CIŚNIENIE PREKONSOLIDACJI + WARUNKI ZNISZCZENIA

        pc(i)=p(i)+q(i)^2/M^2/p(i);

        %wewnątrz powierzchni plastyczności - sprężystość
        if pc(i) < pc(i-1)
                war(i)=0;
                pc(i)=pc(i-1);
        end

        % jeżeli ścieżka raz w strefę „suchą”, to w niej pozostaje
        if war(i-1)==2
                war(i)=2;
                pc(i)=p(i)+q(i)^2/M^2/p(i); %nowe zmniejszone pc po stronie "suchej"
        end

        %strona "mokra", stan normalnej konsolidacji
        if pc(i) > pc(i-1)
                if (q(i)>=0 &&  q(i)<=M*p(i)) || (q(i)<0 && q(i)>=-Me*p(i))
                        war(i)=1; %sprężysto - plastyczność, pc jak wyliczone
                else
                        if abs(pc(i)-pc(i-1))<0.01
                                war(i)=2; %strona "sucha", scieżka osiągnęła powierzchnię
                                plastyczności
                        else
                                disp(['Przypadek niemozliwy: q = ', num2str(q(i)),' i p = ',
                                num2str(p(i)),' w kroku i = ', num2str(i)]);
                                break % punkt poza powierzchnią plastyczności po stronie
                                "suchej"
                        end
                end
        end

        %punkt zenitalny powierzchni plastyczności
        if  pc(i)==pc(i-1) && M*p(i)-q(i)== 0
                disp(['stan krytyczny - punkt zenitalny, q = ', num2str(q(i)),', p = ' num2str(p(i)),'
                w kroku i = ', num2str(i),' M = ',num2str(M),', lambda = ',num2str(lambda), ',
                kappa = ',num2str(kappa),', ni = ',num2str(ni)]);
                break
        end
```

```
        %warunki zniszczenia dla strony „suchej”
        if  war(i)==2
                if M*p(i)-q(i) > 0
                        disp(['stan krytyczny - strona "sucha", q = ', num2str(q(i)),', p = '
                        num2str(p(i)),' w kroku i = ', num2str(i),' M = ',num2str(M),', lambda =
                        ',num2str(lambda), ', kappa = ',num2str(kappa),', ni = ',num2str(ni)]);
                        break
                end
        end

%OBLICZENIE PRZYROSTU ODKSZTAŁCENIA

        %współczynniki macierzy sprężystości
        K=(1+e0)*p(i)/kappa;
        G=3*(1-2*ni)/(2*(1+ni))*K;

        %wewnątrz powierzchni plastyczności
        if  war==0
                depsV=(p(i)-p(i-1))/K;
                depsS=(q(i)-q(i-1))/3/G;
        else  %na powierzchni plastyczności
                mianownik = (M^4 * K * (2*p(i) - pc(i))^2 + 12 * G * q(i)^2 + M^4 * (1+e0) /
                (lambda - kappa) * pc(i) * p(i) * (2*p(i) - pc(i)));
                Kep = K - (M^2*K*(2*p(i) - pc(i)))^2 / mianownik;
                Gep = G-12*G^2*q(i)^2 / mianownik;
                Pep = -2*G*M^2*K*(2*p(i)-pc(i))*q(i) / mianownik;
                depsS = ( 3*Pep*(p(i) - p(i-1)) - Kep*(q(i) - q(i-1)) ) / ( 9*Pep^2 - 3*Kep*Gep );
                depsV = ( 3*Pep*(q(i) - q(i-1)) - 3*Gep*(p(i) - p(i-1)) ) / ( 9*Pep^2 - 3*Kep*Gep );

        end

%OBLICZENIE WEKTORA ODKSZTAŁCENIA

        epsS(i)=epsS(i-1)+depsS;
        epsV(i)=epsV(i-1)+depsV;
        e(i)=e0-epsV(i)*(1+e0); %wskaźnik porowatości
end

% WYKRESY

% powrót do wartości procentowych
epsS=epsS*100;
epsV=epsV*100;

% wyrównanie wielkości tablic, jeśli ścieżka naprężenia osiągnęła stan krytyczny lub stan
niefizyczny
if No>i
        p(i:No)=[];
        q(i:No)=[];
end

%linia CSL
X=size (p,1);
x=0;y=0;
        for i=2:X
                x(i)=p(i);
                y(i)=Mc*p(i);
                ye(i)=-Me*p(i);
        end;
```

```
disp(['maksymalne osiagniete wartosci naprezen: p = ', num2str(max(p)) ,' q = ',
num2str(max(q))])

 figure(1)
 plot(p,q,'r',x,y,'b',x,ye,'g','LineWidth',2);
 title('TEST Z DRENAZEM')
 legend('sciezka z MES','linia CSLc','linia CSLe',0);
 xlabel('p [kPa]')
 ylabel('q [kPa]')
 grid on

 figure(2)
 plot(epsS,epsV,'LineWidth',2);
 title('TEST Z DRENAZEM - sciezka odksztalcenia')
 xlabel('epsS [%]')
 ylabel('epsV [%]')
 grid on

 figure(3)
 plot(epsS,q,'LineWidth',2);
 title('TEST Z DRENAZEM - charakterystyka scinania')
 xlabel('epsS [%]')
 ylabel('q [kPa]')
 grid on

   figure(4)
 plot(p,-epsV,'LineWidth',2);
 title('TEST Z DRENAZEM - charakterystyka scisliwosci')
 xlabel('p [kPa]')
 ylabel('- epsV [%]')
 grid on

 figure(5)
 plot(log(p),e,'LineWidth',2);
 title('TEST Z DRENAZEM')
 xlabel('ln p [kPa]')
 ylabel('e')
 grid on

  figure(6)
 plot(pc,'LineWidth',2);
 title('TEST Z DRENAZEM - zmiana cisnienia prekonsolidacji')
 xlabel('krok i')
 ylabel('cisnienie prekonsolidacji pc [kPa]')
 grid on

%ZAPISANIE WYNIKÓW W PLIKU TEKSTOWYM – jak w ZAŁĄCZNIK 5.1
```

ZAŁĄCZNIK 5.3. KOD PROGRAMU MATLAB. WYZNACZANIE ŚCIEŻKI ODPOWIEDZI ε_s – ε_{vol} NA ŚCIEŻKĘ NAPRĘŻENIA *p'* – *q*. MODEL NAHOS.

```
%DANE WEJŚCIOWE

%parametry
Mc=0.8; e0=1; lambda=0.2; kappa=0.05; ni=0.3; C=100; mi=5;

%ścieżka naprężenia
[p q] = textread('p3.txt','%f %f ');
p_pc=200; %maksymalne naprężenia w historii
q_pc=0;
pS=p(1); %ostatni ostry punkt zwrotu ścieżki naprężenia (środek podobieństwa)
qS=q(1);

%początkowe wartości odkształceń w %
epsS1=0;epsV1=0;

%wartość pomocnicza do podziału odcinków
H=100;

%PROCEDURA OBLICZENIOWA

PUNKTY=size(p,1); %liczba wyników eksperymentalnych
pc0=p_pc+q_pc^2/Mc^2/p_pc; % początkowe ciśnienie prekonsolidacji
Me=3*Mc/(3+Mc);

%podział każdego odcinka ścieżki naprężenia na H przedziałów w celu redukcji wychodzenia
poza pow. plastycznosc
pH=p; qH=q;
for i=1:PUNKTY-1
        for j=1:H+1
                p(H*(i-1)+j)=pH(i)+(pH(i+1)-pH(i))/H*(j-1);
                q(H*(i-1)+j)=qH(i)+(qH(i+1)-qH(i))/H*(j-1);
        end
end
No=size(p,1);

%wartości poczatkowe
e=e0;pc=pc0; epsS=epsS1/100; epsV=epsV1/100;
war = 0; %zaczynamy z war = 0 tzn w prekonsolidacji (sprężystość)

for i=2:No

        %określenie parametru M przy ściskaniu i rozciąganiu
        if q(i)<0
                M=Me;
        else
                M=Mc;
        end

%AKTUALNE CIŚNIENIE PREKONSOLIDACJI + WARUNKI ZNISZCZENIA

        pc(i)=p(i)+q(i)^2/M^2/p(i);

        %wewnątrz powierzchni plastyczności - sprężystość
        if pc(i) < pc(i-1)
```

```
            war(i)=0;
            pc(i)=pc(i-1);
        end

        % jeżeli ścieżka raz w strefę „suchą”, to w niej pozostaje
        if war(i-1)==2
            war(i)=2;
            pc(i)=p(i)+q(i)^2/M^2/p(i); %nowe zmniejszone pc po stronie "suchej"
        end

        %strona "mokra", stan normalnej konsolidacji
        if pc(i) > pc(i-1)
            if (q(i)>=0 &&  q(i)<=M*p(i)) || (q(i)<0 && q(i)>=-Me*p(i))
                war(i)=1; %sprężysto - plastyczność, pc jak wyliczone
            else
                if abs(pc(i)-pc(i-1))<0.01
                    war(i)=2; %strona "sucha", scieżka osiągnęła powierzchnię
                    plastyczności
                else
                    disp(['Przypadek niemozliwy: q = ', num2str(q(i)),' i p = ',
                    num2str(p(i)),' w kroku i = ', num2str(i)]);
                    break % punkt poza powierzchnią plastyczności po stronie
                    "suchej"
                end
            end
        end

        %punkt zenitalny powierzchni plastyczności
        if  pc(i)==pc(i-1) && M*p(i)-q(i)== 0
            disp(['stan krytyczny - punkt zenitalny, q = ', num2str(q(i)),', p = ' num2str(p(i)),'
            w kroku i = ', num2str(i),' M = ',num2str(M),', lambda = ',num2str(lambda), ',
            kappa = ',num2str(kappa),', ni = ',num2str(ni)]);
            break
        end

        %warunki zniszczenia dla strony „suchej”
        if  war(i)==2
            if M*p(i)-q(i) > 0
                disp(['stan krytyczny - strona "sucha", q = ', num2str(q(i)),', p = '
                num2str(p(i)),' w kroku i = ', num2str(i),' M = ',num2str(M),', lambda =
                ',num2str(lambda), ', kappa = ',num2str(kappa),', ni = ',num2str(ni)]);
                break
            end
        end

%WYZNACZENIE ŚRODKA PODOBIEŃSTWA I PUNKTU ZWIERCIADLANEGO

        if i>2 %dopiero od 3. punktu
            if qR(i-1)<0
                M=Me;
            else
                M=Mc;
            end

            % sprawdzenie warunku rozwartości kąta
            norma=sqrt(M^4/3*(2*pR(i-1)-pc(i-1))^2 + 6*qR(i-1)^2);
            afp=(M^2*(2*pR(i-1)-pc(i-1)))/norma;
            afq=(2*qR(i-1))/norma;

            %środek podobieństwa
```

```
            if (p(i)-p(i-1))*afp+(q(i)-q(i-1))*afq<0 %ostry zwrot - zmiana środka
podobieństwa
                        pS(i)=p(i-1);
                        qS(i)=q(i-1);
            else %kąt mniejszy niż 90 - środek podobieństwa pozostaje jak w poprzednim
kroku
                        pS(i)=pS(i-1);
                        qS(i)=qS(i-1);
            end
else %dla punktu i=2
            pS(i)=pS(i-1);
            qS(i)=qS(i-1);
end

%punkt zwierciadlany
if p(i) == pS(i) %ścieżka pionowa
            pR(i) = p(i);
            if qS(i)<=q(i)
                        qR(i)=Mc*sqrt(p(i)*pc(i)-p(i)^2);
            else
                        qR(i)=Me*sqrt(p(i)*pc(i)-p(i)^2);
            end
else %ścieżka pochylona
            a=q(i)-qS(i);
            b=p(i)-pS(i);
            A=(a^2)/(b^2)+Mc^2;
            B=2*a*(qS(i)*b-pS(i)*a)/(b^2)-Mc^2*pc(i);
            Ce=(a/b*pS(i))^2-2*qS(i)*pS(i)*a/b+qS(i)^2;
            Delta=B^2-4*A*Ce;
            if p(i) > pS(i)
                        pR(i)=(-B+sqrt(Delta))/(2*A);
            else
                        pR(i)=(-B-sqrt(Delta))/(2*A);
            end
            qR(i)=(pR(i)-pS(i))*a/b + qS(i);
            %jezeli qR<0 - wstawiamy Me
            if qR(i)<0
                        a=q(i)-qS(i);
                        b=p(i)-pS(i);
                        A=(a^2)/(b^2)+Me^2;
                        B=2*a*(qS(i)*b-pS(i)*a)/(b^2)-Me^2*pc(i);
                        Ce=(a/b*pS(i))^2-2*qS(i)*pS(i)*a/b+qS(i)^2;
                        Delta=B^2-4*A*Ce;
                        if p(i) >= pS(i)
                                    pR(i)=(-B+sqrt(Delta))/(2*A);
                        else
                                    pR(i)=(-B-sqrt(Delta))/(2*A);
                        end
                        qR(i)=(pR(i)-pS(i))*a/b + qS(i);
            end
end

%OBLICZENIE PRZYROSTU ODKSZTAŁCENIA

%współczynniki macierzy sprężystości
K(i)=(1+e0)*p(i)/kappa;
G(i)=3*(1-2*ni)/(2*(1+ni))*K(i);

%wewnątrz powierzchni ograniczającej
if  war==0
```

```
            if qR(i)<0
                    M=Me;
            else
                    M=Mc;
            end
            r0(i) = sqrt((pR(i) - pS(i))^2 + (qR(i) - qS(i))^2);
            r(i) = sqrt((pR(i) - p(i))^2 + (qR(i) - q(i))^2);
            Kf = M^4*(1+e0) / (lambda - kappa) * pc(i) * pR(i) * abs(2*pR(i) - pc(i)) + C * (r(i)
            / (r0(i) -r(i)))^mi * (M^4*abs(2*pR(i) - pc(i))^2 + 4*qR(i)^2);
            mianownik = M^4*K(i)*(2*pR(i) - pc(i))^2 + 12*G(i)*qR(i)^2 + Kf;
            Kep(i) = K(i) - (K(i)*M^2*(2*pR(i) - pc(i)))^2 / mianownik;
            Gep(i) = G(i) - (12*G(i)^2*qR(i)^2) / mianownik;
            Pep(i) = -2*G(i)*M^2*K(i)*(2*pR(i) - pc(i))*qR(i) / mianownik;
    else %stan normalnej konsolidacji - jak MCC
            if q(i)<0
                    M=Me;
            else
                    M=Mc;
            end
            mianownik = (M^4*K(i)*(2*p(i) - pc(i))^2 + 12*G(i)*q(i)^2 + M^4*(1+e0) / (lambda
            -kappa) * pc(i) * p(i) * (2*p(i) - pc(i)));
            Kep(i) = K(i) - (M^2*K(i)*(2*p(i) - pc(i)))^2 / mianownik;
            Gep(i) = G(i) - (12*G(i)^2*q(i)^2) / mianownik;
            Pep(i) = -2*G(i)*M^2*K(i)*(2*p(i) - pc(i))*q(i) / mianownik;
    end
    depsS=( 3*Pep(i)*(p(i)-p(i-1))-Kep(i)*(q(i)-q(i-1)) ) / ( 9*Pep(i)^2-3*Kep(i)*Gep(i) );
    depsV=( 3*Pep(i)*(q(i)-q(i-1))-3*Gep(i)*(p(i)-p(i-1)) ) / ( 9*Pep(i)^2-3*Kep(i)*Gep(i) );

%OBLICZENIE WEKTORA ODKSZTAŁCENIA – jak w ZAŁĄCZNIK 5.2

% WYKRESY– jak w ZAŁĄCZNIK 5.2

%ZAPISANIE WYNIKÓW W PLIKU TEKSTOWYM – jak w ZAŁĄCZNIK 5.2
```

ZAŁĄCZNIK 6.1. WSTĘPNE OSZACOWANIE PARAMETRÓW

Badanym materiałem był kaolin *Speswhite* (SW), scharakteryzowany szerzej w rozdziale 7.3. Wstępne wartości parametrów oraz wartości fizycznych, wymaganych do określenia przebiegu ścieżek obciążenia w analizie numerycznej, oszacowano na podstawie przeglądu dostępnej literatury dotyczącej badań kaolinu oraz wyników prostych testów w aparacie trójosiowego ściskania, edometrze CRS i konsolidometrze, oznaczonych odpowiednio symbolami TA, CRS i SED.

Przyjęte wartości parametrów podano w tabeli Z6.1.1, a wartości porównawcze w tabeli Z6.1.2. Wartości parametrów c i ϕ modelu CM określono na podstawie równania CSL bazowego modelu MCC, przy czym zamiast c = 0 kPa, przyjęto 0.1 kPa w celu uniknięcia problemów ze zbieżnością obliczeń w elementach skończonych występujących płytko pod modelowanym poziomem terenu. Wartość modułu Younga gruntu oszacowano w taki sposób, aby osiadanie podstawy fundamentu stopowego na podłożu opisanym modelem CM na skutek obciążenia eksploatacyjnego w „czasie" 3.0 – 5.0 było w analizie MES zbliżone do osiadania uzyskanego przy wykorzystaniu modelu MCC. Wartość początkowego wskaźnika porowatości przyjęto natomiast na podstawie wilgotności próbek przed badaniem w aparacie trójosiowego ściskania na podstawie wzoru (2.3).

Tabela Z6.1.1. Parametry modeli EL, CM i MCC przyjęte o analizy MES w programie Z_SOIL.PC

model	*parametr*	*symbol*	*wartość*
CM	kąt tarcia wewn. (na podst. *M*)	ϕ	23 °
CM	kohezja	c	0.1 kPa
CM, EL	moduł Younga	E	2.5 GPa
MCC	nachylenie linii stanu krytycznego	M	0.9
MCC	nachylenie linii normalnej konsolidacji	λ	0.21
MCC	nachylenie linii odprężenia	κ	0.02
MCC, CM, EL	początkowy wskaźnik porowatości	e_0	1.4
MCC, CM, EL	współczynnik Poissona	ν	0.3
MCC, CM, EL	ciężar objętościowy	γ	16.6 kN/m^3
MCC, CM, EL	współczynnik parcia bocznego w spoczynku	K_0	0.64

Tabela Z6.1.2. Parametry modeli EL, CM i MCC (na niebiesko zaznaczone testy własne)

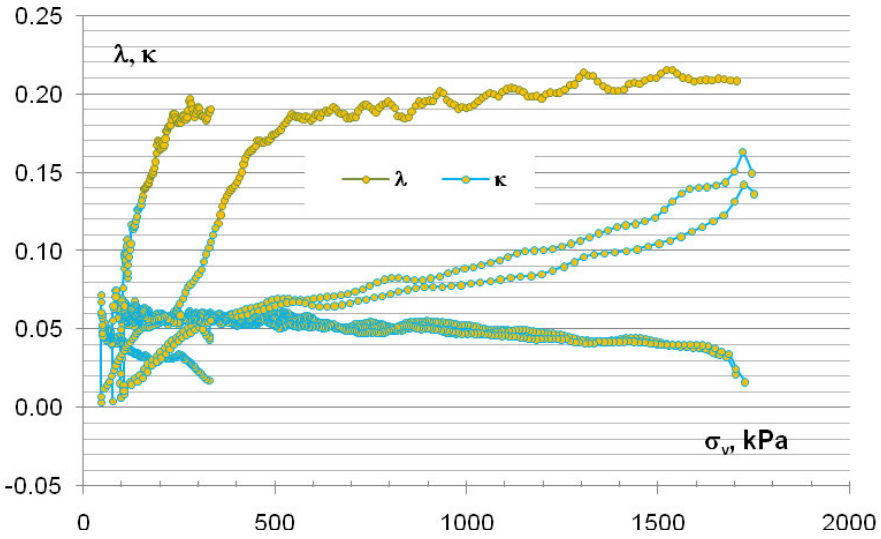
parametr	*źródło*	*wartość*	*typ kaolinu*	*uwagi*
ν	Newson (1998)	0.33	SW	
Γ	Al Tabbaa (1987)	3.00	SW	
	Clegg (1981)	3.44	SW	
	Elms (1985)	2.87	SW	
	Newson (1998)	2.44	SW	
	Schofield i Wroth (1968)	3.265	?	
	Schofield i Wroth (1968)	$\Gamma = 0.65+6.7*w_p/100$	-	

Tabela Z6.1.2. cd. Parametry modeli EL, CM i MCC (na niebiesko zaznaczone testy własne)

parametr	*źródło*	*wartość*	*typ kaolinu*	*uwagi*
N	testy TA BR1, SED AM 1-5, CRS AM 1	3.40	SW	Rysunek Z6.1.6
	de Santa Maria (1988)	3.34	SW	
	Fannin (1986)	3.51	SW	
	Martins (1983)	3.52	SW	dla p' = 50 - 100 kPa
	Steenfelt i in. (1981)	3.58	SW	
K_0	test TA AM 14	0.63	SW	Rysunek Z6.1.4
	test TA AM 15	0.63	SW	Rysunek Z6.1.5
	test TA BR 2	0.65	SW	Rysunek Z6.1.7
	Al Tabbaa (1987)	0.69	SW	
	Fannin (1986)	0.64±0.05	SW	
	Martins (1983)	0.65±0.01	SW	
λ	test CRS AM 1	0.18 - 0.21	SW	Rysunek Z6.1.1
	test TA BR 1	0.17	SW	Rysunek Z6.1.3
	test SED AM 1	0.23	SW	Rysunek Z6.1.6
	test SED AM 2	0.23	SW	Rysunek Z6.1.6
	test SED AM 3	0.24	SW	Rysunek Z6.1.6
	test SED AM 4	0.23	SW	Rysunek Z6.1.6
	test SED AM 5	0.23	SW	Rysunek Z6.1.6
	Al Tabbaa (1987)	0.187	SW	
	de Santa Maria (1988)	0.21-0.23	SW	
	Fannin (1986)	0.247	SW	
	Martins (1983)	0.18 - 0.25	SW	zależne od p'
	Newson (1998)	0.25	SW	
	Steenfelt i in. (1981)	0.25	SW	
	Schofield i Wroth (1968)	$\lambda = 0.585*I_p/100$ $\lambda=0.36*(w_L/100-0.09)$	-	I_p – wsk. plastyczności, %
	Schofield i Wroth (1968)	0.26	?	
	Wroth i Loudon (1967)	0.26	?	
M	test TA BR 1	0.91	SW	*dp'* = 0 Rysunek Z6.1.2
	test TA AM 14	0.88	SW	Rysunek Z6.1.4
	test TA AM 15	0.81	SW	Rysunek Z6.1.5
	Al Tabbaa (1987)	0.90	SW	
	Fannin (1986)	0.88	SW	
	Martins (1983)	0.90	SW	
	Newson (1998)	0.88	SW	
	Steenfelt i in. (1981)	0.90	SW	
	Lin i Penumadu (2005)	1.20 - 1.62	?	zależnie od nachylenia σ'_1
	Schofield i Wroth (1968)	1.02	?	
	Wroth i Loudon (1967)	0.90	?	

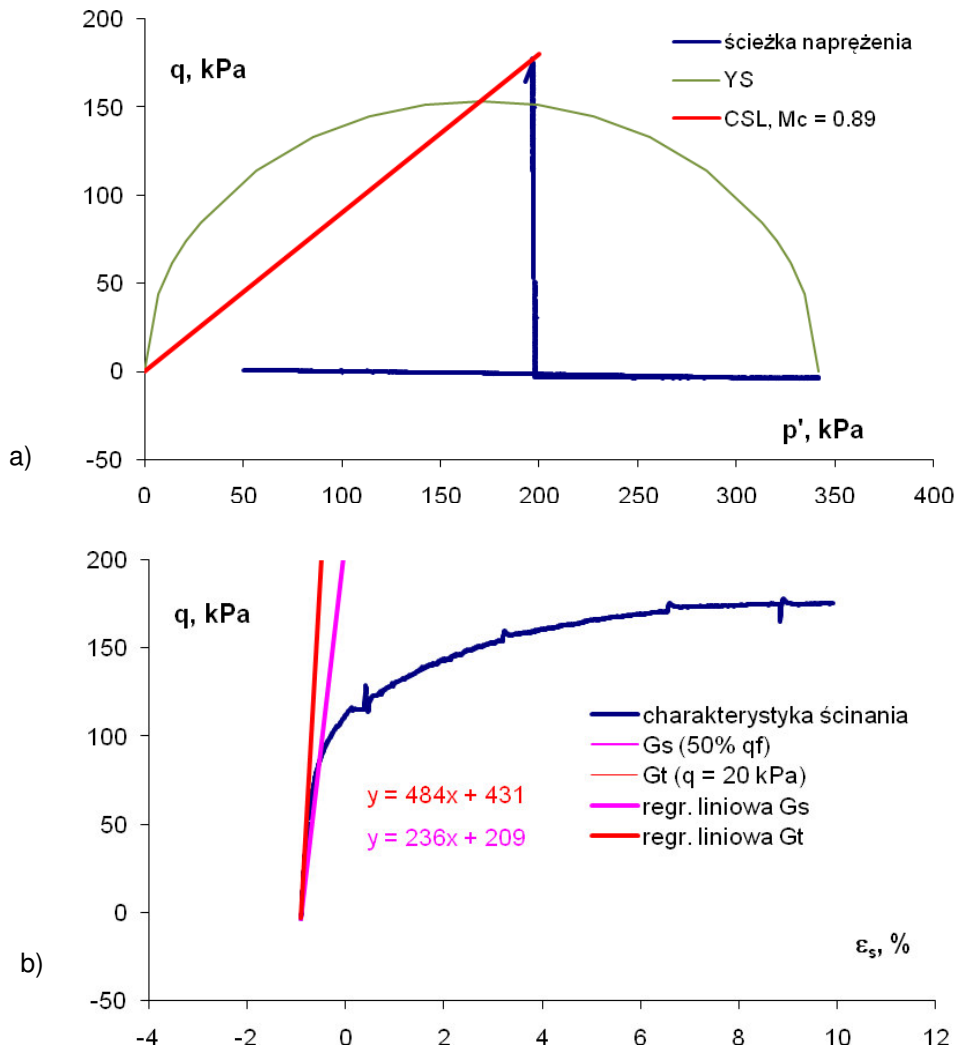
Tabela Z6.1.2. cd. Parametry modeli EL, CM i MCC (niebieskim kolorem zaznaczone testy własne)

parametr	*źródło*	*wartość*	*typ kaolinu*	*uwagi*
κ	test CRS AM 1	0.01 - 0.07	SW	Rysunek Z6.1.1
	test TA BR1	0.019	SW	Rysunek Z6.1.3
	test SED AM 2	0.013	SW	Rysunek Z6.1.6
	test SED AM 3	0.014	SW	Rysunek Z6.1.6
	test SED AM 4	0.013	SW	Rysunek Z6.1.6
	test SED AM 5	0.013	SW	Rysunek Z6.1.6
	Al Tabbaa (1987)	0.028	SW	
	de Santa Maria (1988)	0.03	SW	
	Fannin (1986)	0.04	SW	
	Martins (1983)	0.04	SW	dla *p'*=10-350kPa
	Newson (1998)	0.05	SW	
	Steenfelt i in. (1981)	0.05	SW	
	Schofield i Wroth (1968)	0.05	?	
	Wroth i Loudon (1967)	0.05	?	
G MPa	test TA BR1	7.9	SW	Rysunek Z6.1.2, moduł sieczny G_s dla q = 50%q_f
	test TA BR1	16.1	SW	Rysunek Z6.1.2, moduł styczny G_t dla q = 20 kPa
	Newson (1998)	75*p'	SW	

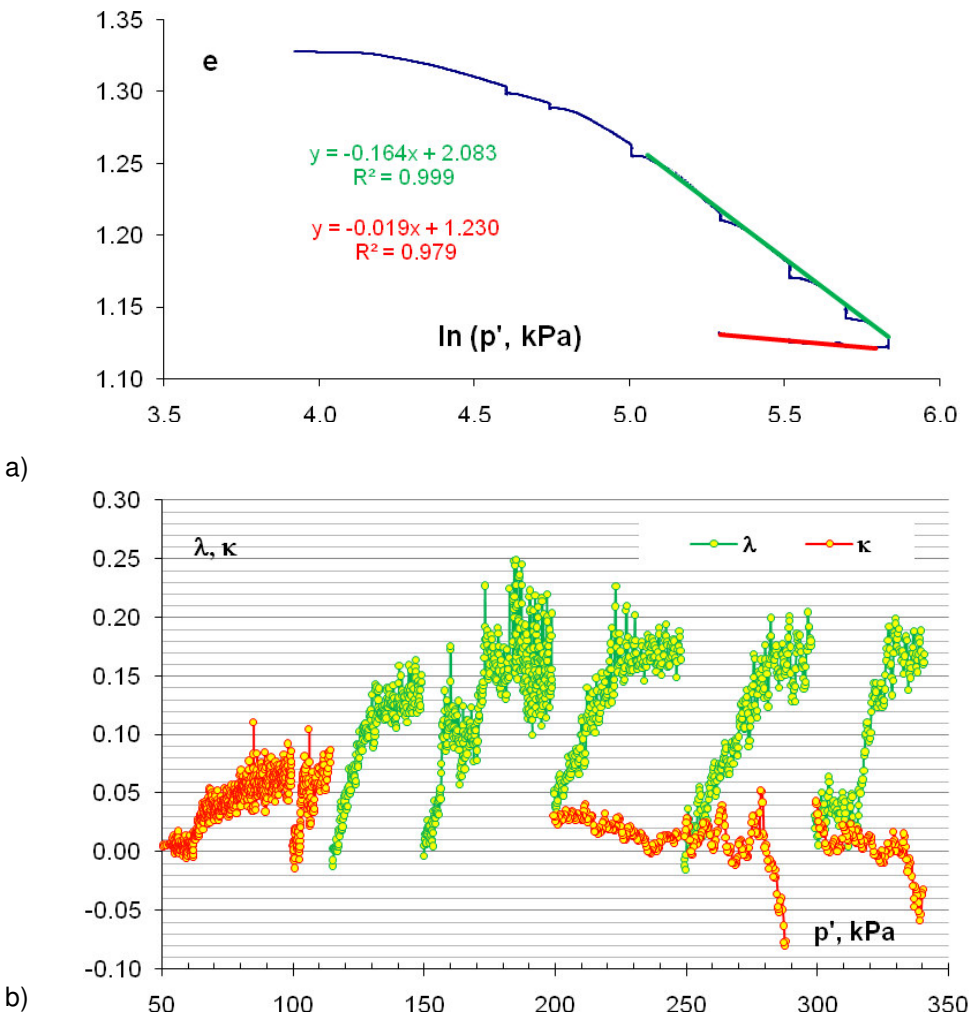


Rysunek Z6.1.1. Wykres zmienności parametrów λ i κ – test CRS AM 1[1)]

[1)] Badanie w edometrze CRS z ciśnieniem wyrównawczym BP = 250kPa. Prędkość odkształcenia: przy obciążeniu 1%/godz., przy odciążeniu: 0.2%/godz. Etapy testu: obciążenie: $\sigma'_v = 0$ - 350 kPa, odciążenie: $\sigma'_v = 350$ - 50 kPa, ponowne obciążenie: $\sigma'_v = 50$ -1800 kPa, dwie pętle: $\sigma'_v = 1800$ – 50 - 1800 kPa; odciążenie: $\sigma'_v = 1800$ – 0 kPa.



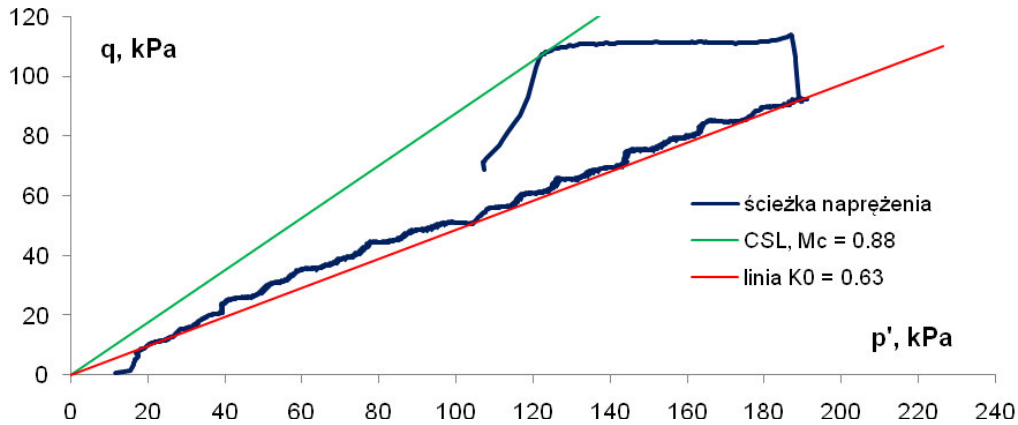
Rysunek Z6.1.2. Wyniki testu TA BR 1[2)]: a) ścieżka naprężenia, b) charakterystyka ścinania



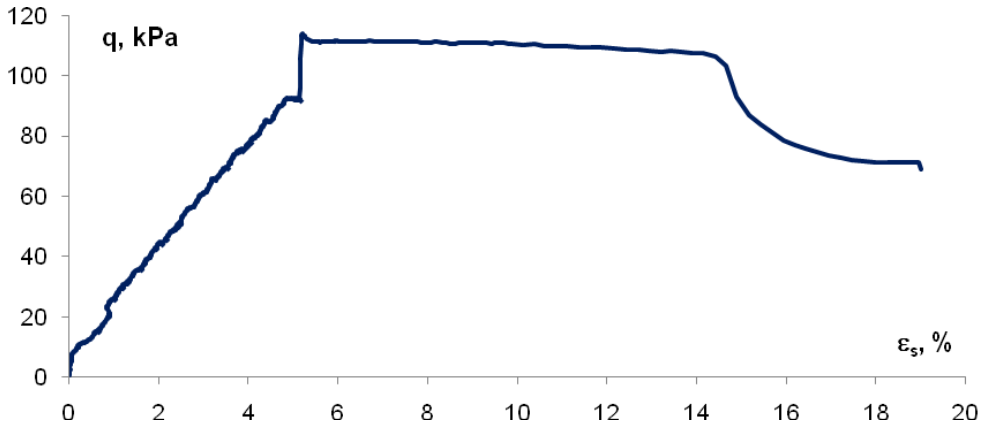
Rysunek Z6.1.3. Wyniki testu TA BR 1[2)]: a) zmiana wskaźnika porowatości dla obciążenia izotropowego (pokazano proste regresji w zakresie normalnej konsolidacji i odciążenia), b) wykres zmienności parametrów λ i κ.

[2)] Badanie w aparacie trójosiowego ściskania w warunkach z drenażem. Próbka przygotowana w konsolidometrze rurowym przy obciążeniu σ_v = 200 kPa. Następnie obciążona izotropowo w AT do p' = 340 kPa i odciążona do p' = 200 kPa w krokach: 50 – 100 – 115 – 150 – 200 – 250 – 300 – 340 – 300 – 250 – 200 kPa. Każde kolejne obciążenie przykładano, gdy prędkość zmiany objętości była mniejsza niż 1 cm^3/dzień. Ścinanie przy stałej wartości *p'* = 200 kPa - początkowo z kontrolą naprężenia i przyrostem *dq* = 1.5 kPa/godz, następnie, od *q* = 120 kPa, z kontrolą odkształcenia (prędkości kolejno: 0.01%/godz., 0.02%/godz. a od ε_v= 10% - 0.05%/godz.). Badanie zakończono w momencie osiągnięcia limitu przesuwu tłoka; biorąc jednak pod uwagę fakt, że przyrost odkształcenia pionowego w zakresie 7 – 10 % następował już bez przyrostu naprężenia dewiatorowego, można przyjąć, że osiągnięto stan graniczny.

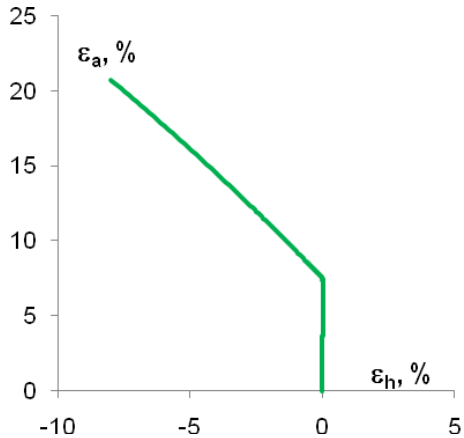
a)



b)

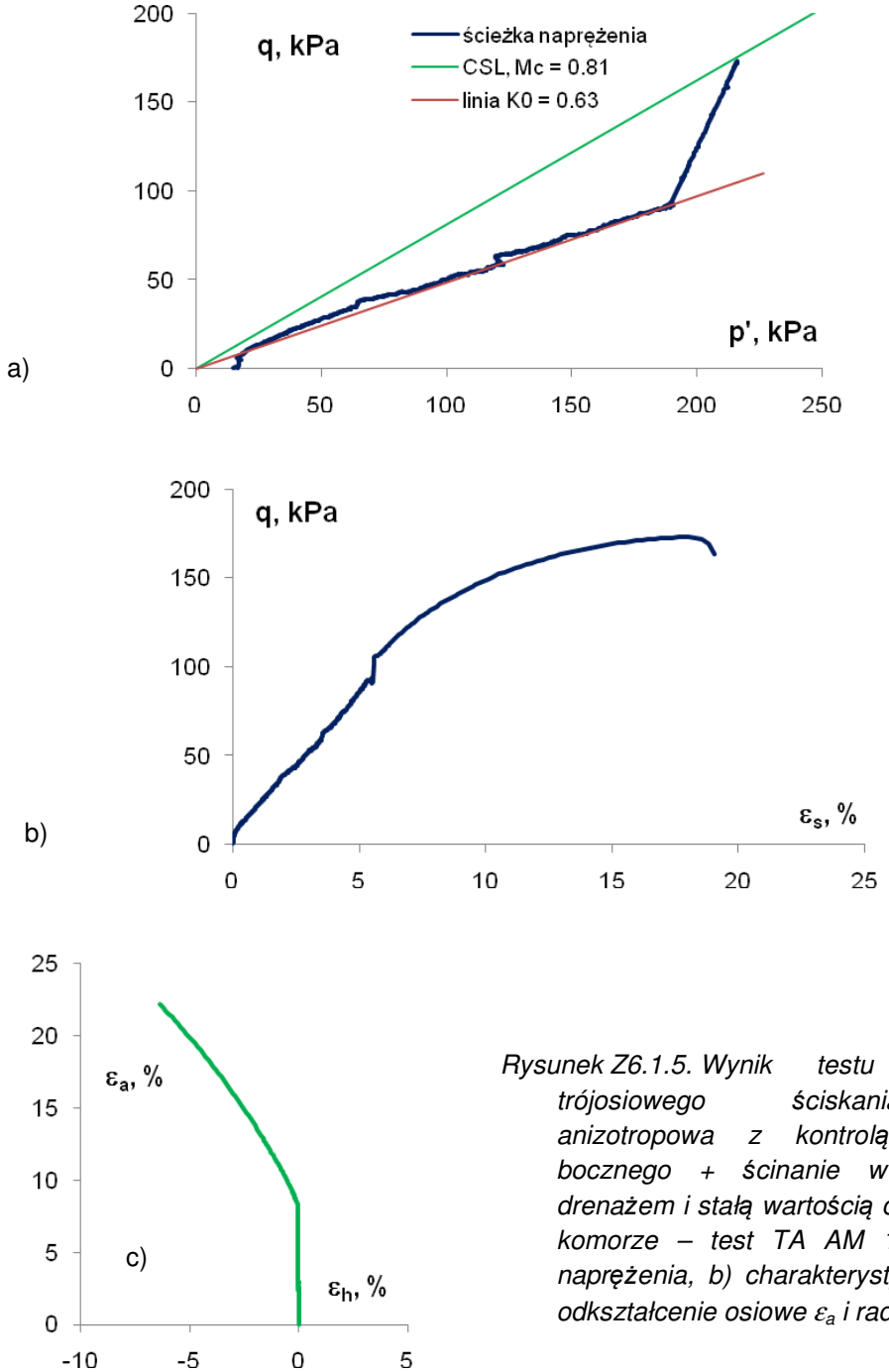


c)



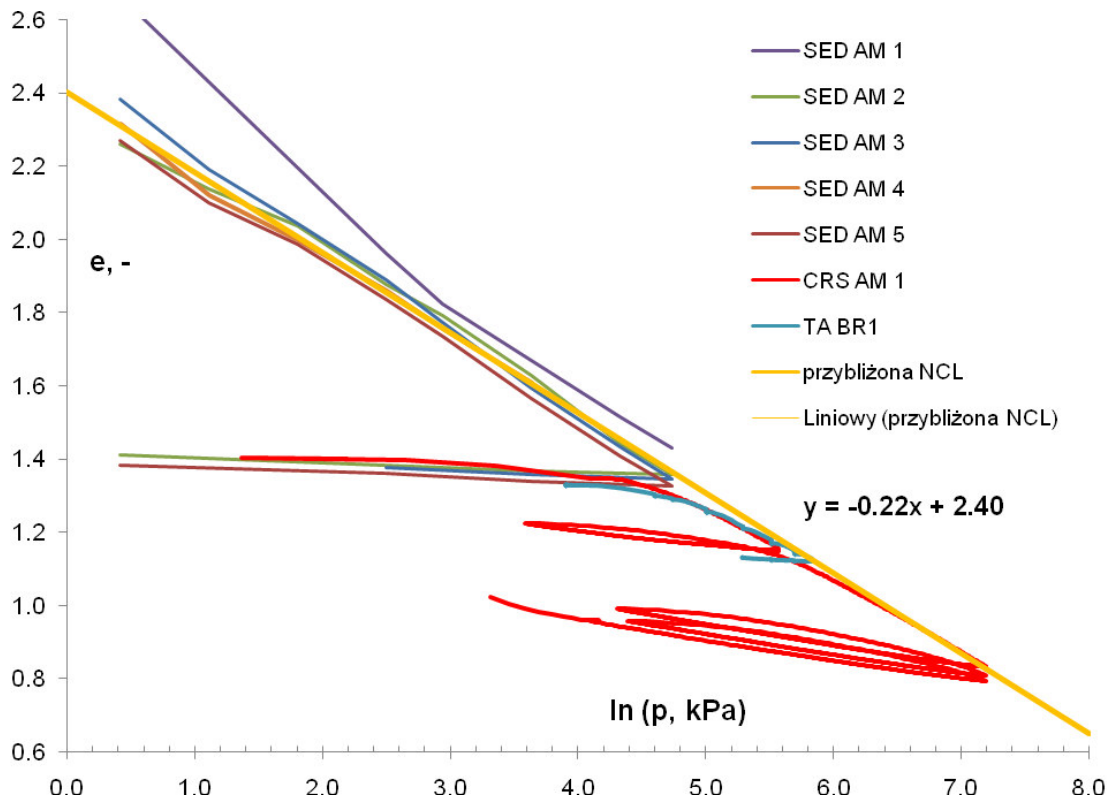
Rysunek Z6.1.4. Wynik testu w aparacie trójosiowego ściskania: ścieżka anizotropowa z kontrolą odkształcenia bocznego + ścinanie w warunkach bez drenażu – test TA AM 14[3]: a) ścieżka naprężenia, b) charakterystyka ścinania, c) odkształcenie osiowe ε_a i radialne ε_h

[3] Próbka przygotowana w konsolidometrze przy obciążeniu σ_v = 150 kPa. Konsolidacja anizotropowa przy użyciu automatycznej kontroli stosunku $\Delta V = \Delta H$. Ścinanie w warunkach bez drenażu przy stałej wartości ciśnienia wody w komorze CP = 407 kPa.



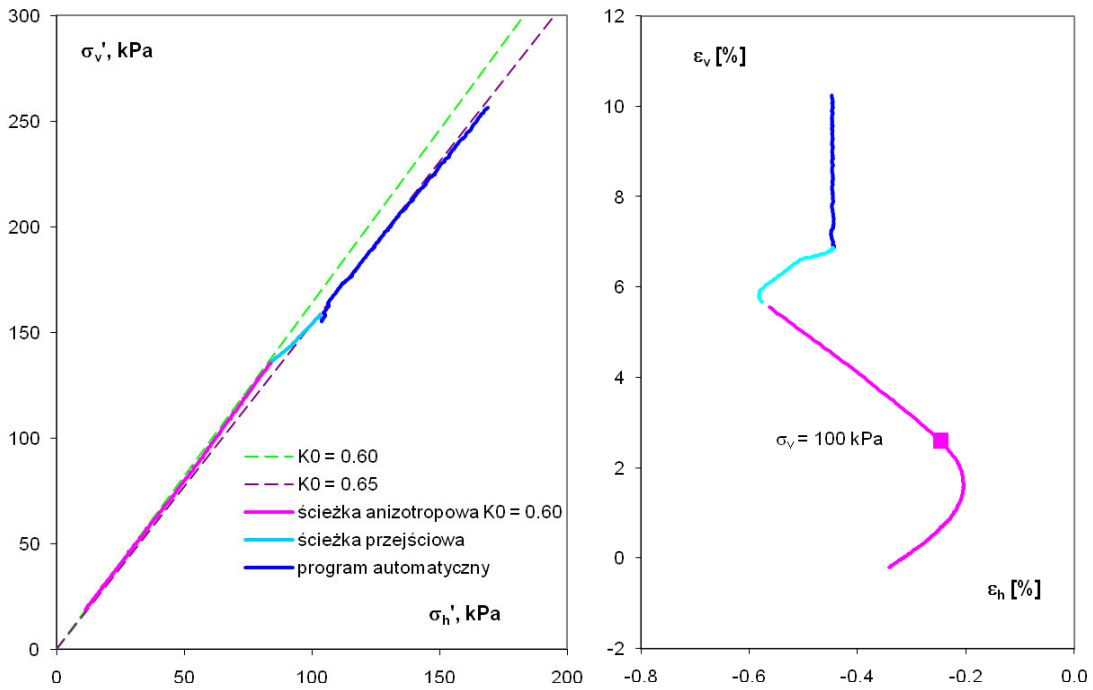
Rysunek Z6.1.5. Wynik testu w aparacie trójosiowego ściskania: ścieżka anizotropowa z kontrolą odkształcenia bocznego + ścinanie w warunkach z drenażem i stałą wartością ciśnienia wody w komorze – test TA AM 15[4)]: a) ścieżka naprężenia, b) charakterystyka ścinania, c) odkształcenie osiowe ε_a i radialne ε_h.

[4)] Próbka przygotowana w konsolidometrze przy obciążeniu σ_v = 150 kPa. Konsolidacja anizotropowa przy użyciu automatycznej kontroli stosunku $\Delta V = \Delta H$. Ścinanie w warunkach z drenażem przy stałej wartości ciśnienia wody w komorze CP = 411 kPa.



Rysunek Z6.1.6. Zależność wskaźnika porowatości od ciśnienia średniego p – wykres zbiorczy dla testów: SED AM 1-5[5)], CRS AM 1 i TA BR 1. Zaznaczono przybliżony przebieg linii normalnej konsolidacji (NCL) uwzględniający wymienione testy (λ = 0.22)

[5)] Testy SED AM 1-5 obejmowały przygotowanie próbki z pasty gruntowej (zgodnie z opisem w rozdziale 7) w konsolidometrze komorowym. Obciążenie przykładano kolejno w krokach 2 – 4 – 8 – 16 – 25 – 50 – 100 – 150 kPa po zakończeniu procesu konsolidacji.



Rysunek Z6.1.7. Ścieżka naprężenia $\sigma'_v - \sigma'_h$ i odkształcenia ε_v-ε_h w teście TA BR 2[6)]

[6)] Test TA BR 2 miał na celu oszacowanie wartości współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_0. Próbka została przygotowana w konsolidometrze rurowym przy naprężeniu pionowym σ_v = 150 kPa. Po saturacji, próbkę obciążono w AT Bishopa-Wesleya wzdłuż ścieżki anizotropowej o nachyleniu $K = \sigma_v/\sigma_h = 0.6$, gdzie σ_h to ciśnienie w komorze, aż do osiągnięcia naprężenia pionowego zbliżonego do wartości zadanej w konsolidometrze. Następnie ustawiono zautomatyzowaną trójetapową procedurę obciążenia, utrzymującą stałą średnicę próbki:

1) <u>ścieżka anizotropowa K_0 = const</u>: regulator ciśnienia w komorze dolnej (RAM) zadawał stały przyrost naprężenia dewiatorowego *dq*; regulator ciśnienia wody w komorze głównej (CELL) utrzymywał niezmienną aktualną wartość równania kontrolnego σ'_h/σ'_v; jeżeli odkształcenie poziome próbki wzrosło do 0.2% (średnica zmalała), wówczas program przechodził do etapu 2); jeżeli odkształcenie poziome próbki zmalało do -0.2% (średnica wzrosła) wówczas program przechodził do etapu 3)
2) <u>zmniejszenie odkształcenia poziomego</u>: regulator CELL utrzymywał niezmienną wartość aktualnego ciśnienia wody w komorze σ'_h, podczas gdy regulator RAM zadawał stały przyrost naprężenia dewiatorowego *dq* do momentu, kiedy odkształcenie poziome zmalało do 0%
3) <u>zwiększenie odkształcenia poziomego</u>: regulator CELL zwiększał wartość ciśnienia wody w komorze, podczas, gdy regulator RAM utrzymywał niezmienną wartość aktualnego naprężenia dewiatorowego, do czasu gdy odkształcenie poziome wzrosło do 0%.

Regulator sterujący ciśnieniem wyrównawczym (BACK) utrzymywał niezmienną aktualną wartość ciśnienia wyrównawczego. Zmiana średnicy próbki była liczona na podstawie pomiaru odcieku wody oraz odczytów zewnętrznego czujnika przemieszczenia pionowego.

ZAŁĄCZNIK 7.1. SYSTEM AUTOMATYCZNEJ KONTROLI ŚCIEŻKI NAPRĘŻENIA W UNIVERISTY OF BRISTOL

Sterowanie obciążeniem próbki odbywa się za pomocą ciśnienia powietrza regulowanego silnikiem krokowym, które przekształcane jest następnie na ciśnienie wody w cylindrach „woda – powietrze" (W-P). Regulator ciśnienia powietrza to manostat napędzany silnikiem krokowym. Dopuszczalny zakres ciśnienia wynosi od 10 do 800 kPa, przy czym minimalny przyrost ciśnienia to 0.07 kPa. Cylindry W-P składają się z dwóch komór oddzielonych membraną: dolna – połączona z silnikiem krokowym - wypełniona jest powietrzem, górna – połączona z aparatem trójosiowym - odpowietrzoną wodą. W aparacie 100-1 medium końcowym sterującym ruchem tłoka jest olej, dlatego między cylindrem W-P a dolną komorą aparatu trójosiowego znajduje się dodatkowy cylinder typu „olej – woda". W wypadku sterowania ciśnieniem wyrównawczym rolę cylindra W-P przejmuje objętościomierz.

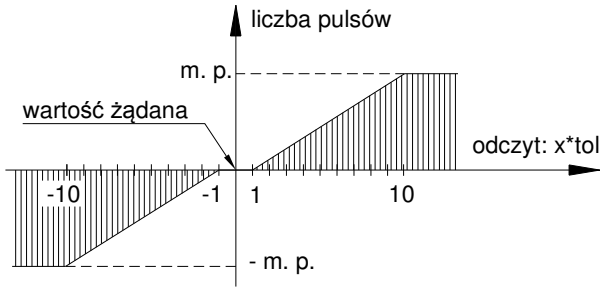
Program komputerowy TRIAX, napisany w języku BBC Basic w University of Bristol (Nash, 2002) na podstawie wersji DOS (Toll, 1993), kontroluje liczbę pulsów wysyłanych do regulatora poprzez cyfrową kartę WE/WY obliczając ją na podstawie odczytów odpowiednich czujników. Sygnał z czujników przekazywany jest do komputera poprzez 16 kanałowy konwerter analogowo cyfrowy. Do urządzenia można podłączyć większość czujników tensometrycznych pracujących w zakresie 100 mV, takich jak czujniki siły, przetworniki ciśnienia i przemieszczenia, oraz poprzez modulator – demodulator również czujniki pracujące w zakresie 10 V, jak np. czujniki przemieszczenia LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*).

W programie TRIAX można kontrolować jednocześnie do 12 regulatorów. W układzie dostosowanym do badania trójosiowego każdy odcinek ścieżki obciążenia definiowany jest przez podanie równania kontrolnego dla trzech podłączonych regulatorów oraz wartości początkowej równania i przyrostu w odpowiednich jednostkach na godzinę (patrz: tabela Z7.1).

Tabela Z7.1. Przykładowa definicja danych dla jednego odcinka ścieżki obciążenia w programie TRIAX (kolorem niebieskim zaznaczono dane podawane przez użytkownika)

ODCINEK 2: Ścieżka anizotropowa WARUNEK ROZPOCZĘCIA: ODCINEK 1, p'>10				
REGULATOR	**1 BACK**	**2 CELL**	**3 RAM**	**4 CRSP**
Status	WŁ	WŁ	WŁ	WYŁ
Równanie kontrolne	u	p'	q	-
Wartość początkowa	aktualna	10	aktualna	-
Tolerancja	0.2	0.2	0.2	-
Przyrost	0	10	10	-
Max liczba pulsów	20	20	20	-
ALARM	**WARUNEK**		**AKCJA**	
1	p'>=220		WAIT 00:05:00 3	
2				

Jeśli stosujemy pompę CRSP traktowana jest jako czwarty regulator. Oprócz tego niezbędne jest podanie żądanej tolerancji odczytu oraz maksymalnej liczby pulsów do wykonania przez silnik krokowy, jeżeli wartość równania przekroczy dziesięciokrotność tolerancji (rysunek Z7.1). Na podstawie tej informacji obliczana jest aktualna, konieczna liczba pulsów. Punkt końcowy ścieżki obciążenia dla danego odcinka jest wyznaczany poprzez spełnienie określonego w tabeli warunku, po którym program może zakończyć kontrolę (*STOP*), czekać (*WAIT*) lub czekać określony czas, po czym przejść do innego zdefiniowanego odcinka (*WAIT hh:mm:ss Nr*).



Rysunek Z7.1. Sposób obliczania liczby pulsów wykonywanych przez silnik krokowy w programie TRIAX

W trakcie obciążania próbki możliwe jest śledzenie wyników na ekranie monitora w postaci jednego lub dwóch dowolnych wykresów opartych na odczytach czujników i rozpoznawanych przez program zmiennych takich jak: *time* (czas), *p'*, *q*, *estrain* (odkształcenie pionowe mierzone czujnikiem zewnętrznym), *back* (ciśnienie wyrównawcze), *e* (wskaźnik porowatości) itd. Można zatem przykładowo obserwować na jednym wykresie zmianę nadwyżki ciśnienia porowego w czasie (*time : probe-back*) i przeskalowany odczyt objętościomierza (*time : chan(9)*2*), a na drugim przebieg ścieżki naprężenia (*p' : q*). Dzięki tej funkcji znacznie ułatwiona jest kontrola prawidłowości przebiegu eksperymentu i umożliwione szybkie reagowanie w wypadku wystąpienia problemu.

Komory trójosiowe umieszczone są w pomieszczeniu laboratoryjnym wyposażonym w systemy doprowadzania sprężonego powietrza o ciśnieniu do 1 MPa (wraz z zapasowym kompresorem na wypadek awarii) oraz odpowietrzonej wody. W celu redukcji nadmiernych wahań temperatury, mających znaczny wpływ na odczyty zmiany objętości próbki, ciśnienia porowego oraz czujników przemieszczenia, zainstalowano urządzenia klimatyzacyjne utrzymujące temperaturę w przedziale 20 ±1°C oraz 50% wilgotności. W trakcie badania trójosiowego temperaturę kontroluje się za pomocą czujnika typu PRT (*Platinum Resistance Temperature*) umieszczonego wewnątrz komory głównej aparatu.

Ciśnienie wody w komorze głównej, komorze dolnej oraz wyrównawcze jest mierzone przy pomocy przetworników typu PDCR. Do pomiaru siły służy zanurzalne ogniwo obciążnikowe umieszczone między górną nasadką na próbce a górną płytą komory aparatu. Pomiar zmiany objętości próbki odbywa się przy pomocy objętościomierza membranowego lub biuretowego (był stosowany tylko w pierwszych testach), pełniącego jednocześnie rolę cylindra W-P. Przemieszczenie tłoka dolnej komory aparatu trójosiowego, traktowane jako zewnętrzny pomiar zmiany wysokości

próbki, jest mierzone za pomocą czujnika LVDT o zakresie 25 mm w przypadku komór 75-1 i 75-2 oraz 75mm w komorze 100-1. Dokładny opis urządzeń pomiarowych stosowanych w University of Bristol można znaleźć w obszernej pracy Sukolrata (2006).

ZAŁĄCZNIK 7.2. SYSTEM AUTOMATYCZNEJ KONTROLI ŚCIEŻKI NAPRĘŻENIA W UNIVERISTY OF MASSACHUSETTS

Rama obciążeniowa oraz pompy kontrolujące ciśnienie wyrównawcze oraz ciśnienie w komorze połączone są w układzie szeregowym tworząc tzw. sieć *TestNet* bazującą na rozproszonym systemie kontroli i akwizycji danych (*DDAC – Distributed Data Acquisition and Control*), w którym przetwarzanie sygnału analogowego na cyfrowy odbywa się na niewielkiej odległości od czujnika. Rama obciążeniowa i pompy wyposażone są w dwa moduły: *servo* – kontrolujący pracę motora (silnik krokowy) oraz *ADIO*, składający się z czterech kanałów akwizycji danych analogowych, do których podłącza się czujniki. W tym drugim module właśnie następuje zamiana sygnału analogowego na cyfrowy. Dla każdego kanału można ustawić jeden z czterech zakresów sygnału wejścia: ± 10 V, ± 1 V, ± 0.1 V, ± 0.01 V, co pozwala na obsługę różnorodnych czujników.

W trakcie każdego badania stosowano czujniki siły (zewnętrzny oraz zanurzalny wewnątrz komory), przemieszczenia (LVDT) mierzący zmianę położenia tłoka względem górnej płyty komory, ciśnienia oleju w komorze i ciśnienia wyrównawczego oraz temperatury. Stosowano podwójny pomiar ciśnienia: bezpośrednio na pompie oraz, dodatkowo, przy komorze, przy czym do analizy wyników wykorzystywano tylko pomiary czujników bliżej próbki (nazywanych dalej „lokalnymi"). Serwomechanizmy umieszczone w ramie obciążeniowej i pompach dostarczały niezależnego, kontrolnego, pomiaru przemieszczenia pionowego oraz zmian objętości wtłaczanego medium, przy czym odczyt z pompy ciśnienia wyrównawczego traktowany był jako pomiar zmian objętości próbki gruntu.

Laboratorium wyposażono w systemy doprowadzania odpowietrzonej wody, oleju i sprężonego powietrza. Temperaturę tła w pomieszczeniu reguluje system klimatyzacji, jednak uzyskanie wahań temperatury w granicach ± 1°C wymagało umieszczenia aparatów w izolowanych skrzyniach z dodatkowym systemem grzewczym (wykorzystującym ciepło żarówki) uruchamianym wówczas, gdy temperatura spada poniżej określonej wartości.

Program komputerowy TruePath, sterujący ścieżką naprężenia, umożliwia kontrolę obciążenia w czterech zautomatyzowanych etapach:

- <u>obciążenie początkowe</u> (*seating*) – zadanie minimalnej (kontaktowej) wartości siły oraz ciśnienia oleju w komorze o wartości zapobiegającej pęcznieniu próbki w trakcie saturacji, stabilizacja odczytów zmiany objętości;
- <u>saturacja ciśnieniem wyrównawczym</u> (*back pressure*) o zadanej wartości i prędkości przyrostu wraz z kontrolą parametru Skemptona B po zakończeniu procesu;
- <u>konsolidacja</u> izotropowa (kontrola ciśnienia oleju w komorze), anizotropowa (kontrola stosunku naprężenia osiowego do radialnego przy stałej prędkości deformacji osiowej) lub K_0 (regulacja ciśnienia oleju w komorze w taki sposób,

aby prędkość przyrostu objętości wody w pompie BP była równa ustalonej prędkości deformacji pionowej);

- ścinanie (konwencjonalne) w warunkach z drenażem lub bez drenażu z ustaloną prędkością odkształcenia osiowego i niezmiennym ciśnieniem oleju w komorze aż do osiągnięcia zadanej wartości naprężenia efektywnego lub odkształcenia osiowego.

Po zakończeniu każdego etapu program wchodzi w fazę pełzania utrzymując ostatnie wartości naprężeń do czasu manualnego uruchomienia następnego etapu.

Niestety ani w etapie „konsolidacja" ani „ścinanie" nie istnieje możliwość zadania następujących po sobie odcinków ścieżki naprężenia o określonych wartościach początku i końca. Mimo zatem nazwy „automatyczny system ścieżki naprężenia", program pozwala *de facto* tylko na zautomatyzowane badanie konwencjonalne rozbudowane o opcję konsolidacji anizotropowej i K_0. W badaniach dotyczących niniejszej rozprawy wykorzystywano więc tylko etapy obciążenia początkowego i saturacji, po czym dalsza procedura obciążenia zgodnie z wymaganą ścieżką naprężenia musiała być wykonywana bez użycia programu TruePath, odcinek po odcinku przy użyciu trybu manualnego. Oznaczało to konieczność obecności przy komputerze dokładnie o czasie zakończenia poszczególnych odcinków. Dzięki podłączeniu komputerów do sieci Internet oraz opcji pulpitu zdalnego w systemie Microsoft Windows, istniała możliwość kontroli obciążenia z komputera przenośnego z miejsc innych niż laboratorium. Funkcja ta miała ogromne znaczenie w przypadkach, gdy koniec odcinka obciążenia przypadał w godzinach nocnych. W trybie manualnym nie ma możliwości obserwacji aktualnego stanu próbki na wykresach, dlatego wszystkie dane z czujników muszą być na bieżąco wprowadzane do zewnętrznego arkusza kalkulacyjnego (Microsoft Excel). Brak możliwości bezpośredniej kontroli dewiatora naprężenia (sterowano tylko siłą), powodował, że bez odpowiedniej korekty wartości obciążenia osiowego, w przypadku dużych deformacji radialnych, odcinki ścieżki naprężenia odbiegały od prostoliniowych.

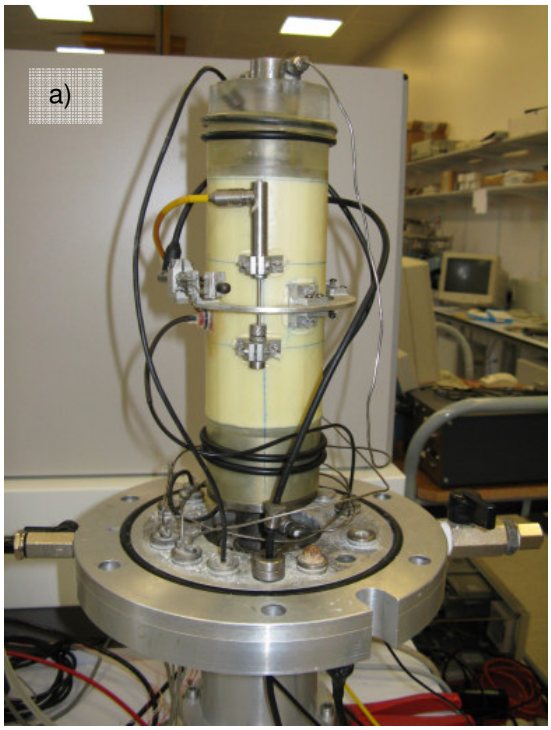
ZAŁĄCZNIK 7.3. LOKALNE CZUJNIKI PRZEMIESZCZENIA

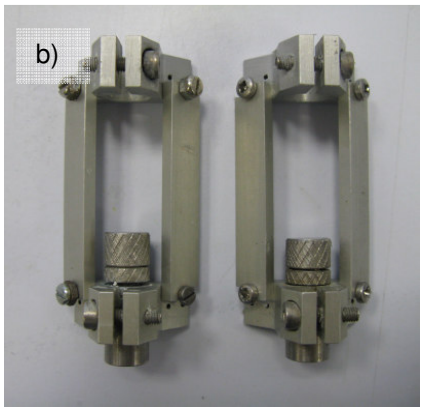
ZAŁ. 7.3.1. Czujniki LVDT

LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) oznacza transformatorowy czujnik różnicowy przemieszczeń liniowych. Czujnik zbudowany jest z trzech cewek (tzw. pierwotnej w środku i dwóch wtórnych). Mierzy zmiany natężenia pola magnetycznego zależnie od pozycji ferrytowego rdzenia przesuwającego się między cewkami. Szeroki opis tego rodzaju czujników został przedstawiony m.in przez Cuccovillo i Coopa (1997) oraz DaRe i in. (2001).

Czujniki tego typu są odporne na różnice temperatury i zakłócenia elektroniczne.

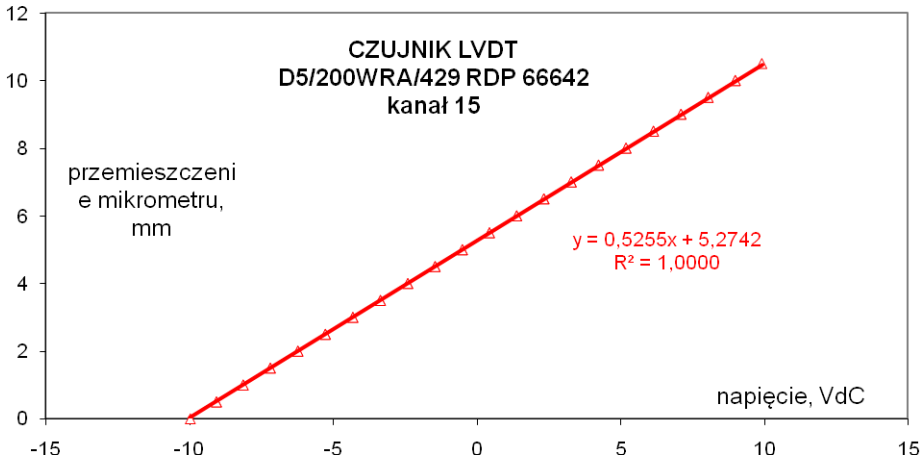
W czasie testów stosowano zanurzalne czujniki typu D5/200WRA/429 produkcji RDP Electronics Ltd. (www.rdpe.com) o zakresie 10mm. Ich napięcie wyjściowe wynosiło -10V do 10V przy rozdzielczości efektywnej ±0.3 mV, co pozwalało na osiągnięcie dokładności pomiaru ±0.15 μm (± $3.0*10^{-4}$% przy rozstawie uchwytów 50 mm). Korpus czujnika pionowego oraz regulowana podstawa, na której opiera się swobodnie ferrytowy rdzeń, były montowane na próbce za pomocą dwóch aluminiowych uchwytów. Brak jakiegokolwiek mocowania rdzenia do podstawy umożliwiał jego swobodny przesuw nawet w wypadku przybrania przez próbkę beczkowatego kształtu. Stałą odległość między uchwytami, a tym samym niezmienną w kolejnych testach bazę pomiarową, zapewniało zastosowanie specjalnych elementów dystansowych (rysunek Z7.2). Czujnik poziomy montowany był na obręczy mocowanej w dwóch przeciwległych punktach na obwodzie próbki w połowie jej wysokości. Tutaj końcówka rdzenia musiała być przytwierdzona do obręczy za pomocą cienkich elastycznych drucików. Niestety przy większych odkształceniach radialnych rdzeń miał tendencję do blokowania się.





Rysunek Z7.2. Czujniki LVDT: a) zamocowane na próbce w komorze 75-2, b) uchwyty montażowe wraz z elementami dystansowymi

Niewątpliwą zaletą czujników LVDT jest ich liniowa charakterystyka, co pozwala na łatwą i jednoznaczną kalibrację. Przykładową kalibrację przedstawiono na rysunku Z7.3.



Rysunek Z7.3. Przykład kalibrowania czujnika LVDT

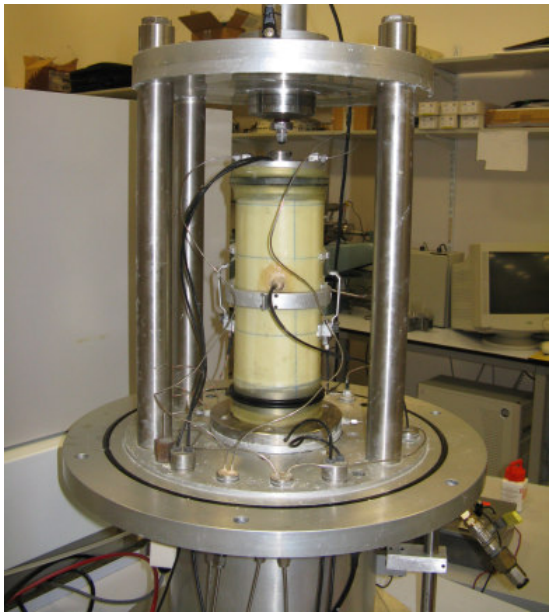
Znaczną trudność w zakładaniu czujników LVDT stanowiły sztywne kable łączące czujniki z demodulatorem. W połączeniu z dość znaczną masą korpusu czujnika (24g) skutkowało to często przekrzywianiem się mierników na słabej próbce kaolinu. Dodatkowo niewielka średnica komory wymuszała takie wygięcie kabla, aby nie dotykał on jej ścianki, co mogłoby powodować fałszywe odczyty czujnika przy przesuwie tłoka. W wyniku wielu prób stwierdzono, że bardzo ważne jest zapewnienie dostatecznie długiego odcinka kabla między czujnikiem a zatyczką w podstawie komory. Było to możliwe wtedy, gdy zatyczka znajdowała się po przeciwnej stronie próbki, tak aby kabel oplatał przynajmniej połowę obwodu próbki jednocześnie nie dotykając ściany komory (jak na rysunku Z7.2).

ZAŁ. 7.3.2. Czujniki wykorzystujące efekt Halla

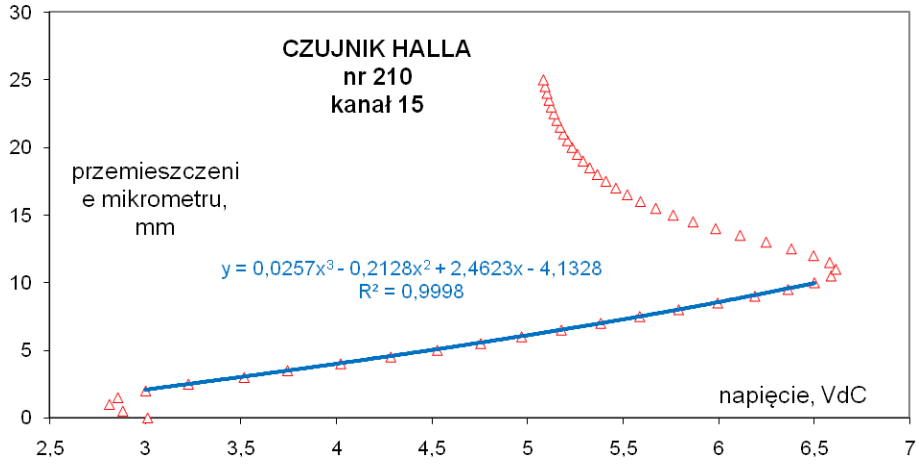
Efekt Halla to zjawisko odkryte w 1897 r. przez amerykańskiego fizyka Edwina H. Halla. Na metalowej lub wykonanej z półprzewodnika płytce z prądem, umieszczonej w polu magnetycznym powstaje napięcie elektryczne poprzeczne do kierunku przepływu prądu i pola magnetycznego. Dzieje się tak na skutek odchylania się elektronów w polu magnetycznym powodującego różnicę potencjałów na przeciwległych ściankach płytki. W geotechnice zjawisko to zastosowano po raz pierwszy w badaniu piasku na University of Surrey (Hababa, 1984).

W badaniach stosowano czujniki produkcji GDS Instruments (rysunek Z7.4).

Czujniki wykazywały nieliniową charakterystykę, którą aproksymowano wielomianem trzeciego stopnia w środkowym najbardziej zbliżonym do prostoliniowego zakresie ±4 mm (rysunek Z7.5). Liniowy zakres napięcia wyjściowego wynosił ok. 3.5 V do 6.5 V przy rozdzielczości efektywnej ±0.1 mV, co pozwalało na osiągnięcie dokładności pomiaru ±0.2 µm (±2.4*10^{-4} % przy rozstawie czujników 85 mm). Niewątpliwą zaletą czujników Halla jest ich mały ciężar oraz lekkie i elastyczne przewody łączące czujniki z konwerterem.



Rysunek Z7.4. Czujniki Halla zamocowane na próbce w komorze 100-1



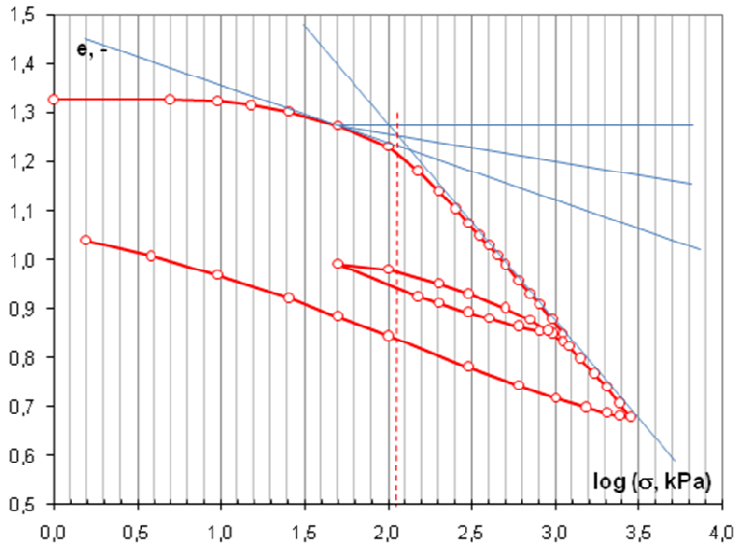
Rysunek Z7.5. Przykład kalibrowania czujnika Halla

ZAŁĄCZNIK 7.4. NAPRĘŻENIE PREKONSOLIDACYJNE. KONTROLA METODĄ CASAGRANDE'A

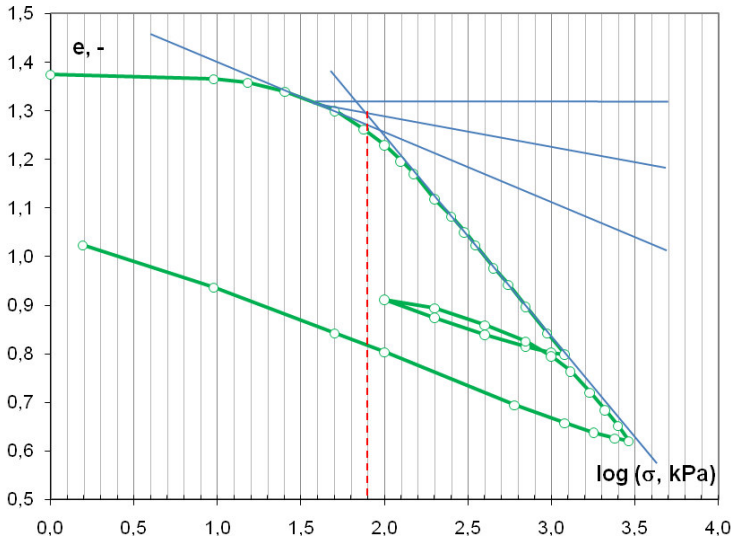
Wartość naprężenia prekonsolidacyjnego oszacowano metodą Casagrande'a na podstawie wyników badania dwóch próbek w klasycznym edometrze. Obie wycięto z pasty przygotowanej w konsolidometrze rurowym o średnicy 97.5 mm pod obciążeniem 150 kPa. Informacje odnośnie warunków przygotowania obu próbek wraz z wartością naprężenia prekonsolidacyjnego podano w tabeli Z7.2.

Tabela Z7.2. Warunki początkowe oraz naprężenie prekonsolidacji oszacowane metodą Casagrande'a dla próbek edometrycznych; w_{0p} – wilgotność pasty przed konsolidacją, w_{0e} – wilgotność próbki przed badaniem edometrycznym

nr próbki	w_{0p}, %	e_{0p}, -	w_{0e}, %	e_{0e}, -	$\log_{10}$ (σ_{vp}, kPa)	σ_{vp}, kPa
1	100.4	2.61	50.9	1.33	2.05	112
2	102.6	2.67	52.3	1.37	1.90	79



a)



b)

Rysunek Z7.6. Konstrukcja Casagrande'a: a) próbka 1, b) próbka 2

ZAŁĄCZNIK 7.5. CHARAKTERYSTYKA TECHNICZNA KAOLINU *SPESWHITE*

ULTRAFINE KAOLINS

Speswhite™

DAT002K
February 2004

Fifth Edition - This data sheet supercedes the data sheet dated January 2003

FM 14752
BS EN ISO 9001:2000

Kaolin does not appear in EINECS as an individual entry but is classified as "naturally Occurring Substance" with the EINECS No. 310-127-6.

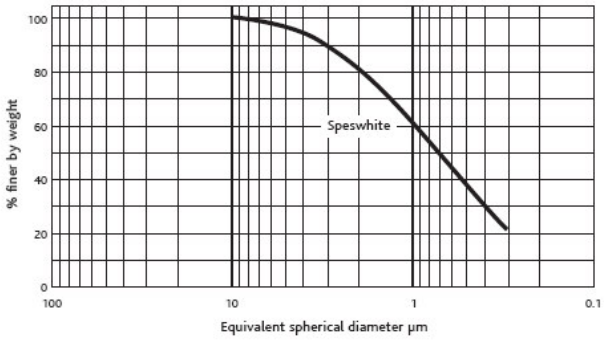
Speswhite is a highly refined kaolin of ultrafine particle size and high brightness from deposits in the South West of England.

SPECIFICATION		Speswhite
Brightness	(ISO R457)	85.5 ± 1.0
+ 300 mesh	(mass % max.)	0.02
+ 10 µm	(mass % max.)	0.5
- 2 µm	(mass %)	80 ± 3
Moisture	(mass % max.)	1.5

TYPICAL PROPERTIES		
Yellowness		4.7
Specific gravity		2.6
pH		5.0
Surface area	(BET; m^2/g)	14
Oil absorption	(g/100g)	42
Aerated powder density (kg/m^3)		360
Tapped powder density (kg/m^3)		620
Water soluble salt content (mass %) 0.20		
Chemical analysis by X-ray fluorescence		
SiO_2	(mass %)	47
Al_2O_3	(mass %)	38

CAS No. 1332-58-7

TYPICAL PARTICLE SIZE DISTRIBUTION GRAPH



IMERYS
Par Moor Centre,
Par Moor Road, Par
Cornwall, England
PL24 2SQ
Tel: +44 1726 74482
Fax: +44 1726 623019

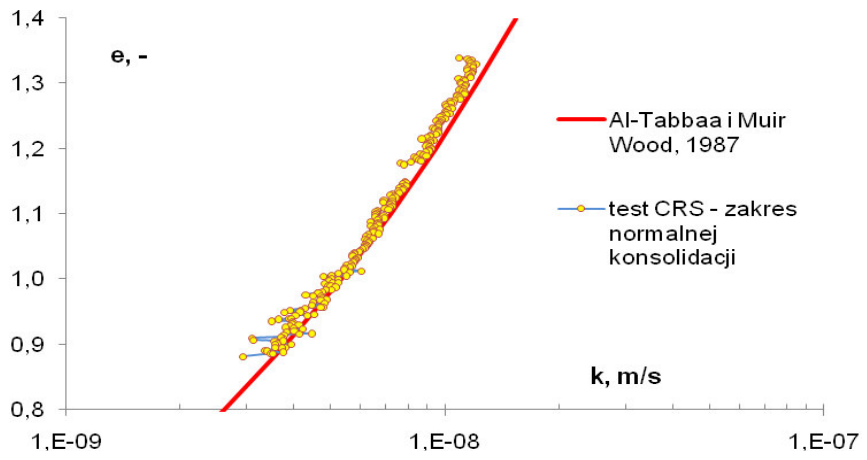
PERFORMANCE MINERALS

IMERYS

Rysunek Z7.7. Specyfikacja kaolinu Speswhite – dane producenta

Tabela Z7.3. Parametry fizyczne kaolinu Speswhite – badania własne oraz dane literaturowe

parametr	*źródło*	*wartość*	*typ kaolinu*	*uwagi*
w_L	test w ap. Casagrande'a	75	Speswhite	PN-88/B-04481
	Al Tabbaa (1988)	69	Speswhite	
	Fannin (1986)	62	Speswhite	
	Gue (1984)	65	Speswhite	
	Martins (1983)	62	Speswhite	
	Steenfelt i in. (1981)	69	Speswhite	
	Lin i Penumadu (2005)	53	?	
	Schofield i Wroth (1968)	74	?	
w_p	wałeczkowanie	32	Speswhite	PN-88/B-04481
	Al Tabbaa (1988)	38	Speswhite	
	Fannin (1986)	31	Speswhite	
	Gue (1984)	34	Speswhite	
	Martins (1983)	32	Speswhite	
	Steenfelt i in. (1981)	38	Speswhite	
	Lin i Penumadu (2005)	31	?	
	Schofield i Wroth (1968)	42	?	
ρ_s g/cm^3	dane producenta	2.60	Speswhite	Rysunek Z7.7
	Al Tabbaa (1988)	2.68	Speswhite	
	Fannin (1986)	2.61	Speswhite	
	Gue (1984)	2.60	Speswhite	
	Steenfelt i in. (1981)	2.61	Speswhite	
	Lin i Penumadu (2005)	2.63	?	
	Schofield i Wroth (1968)	2.61	?	
k m/s	test CRS AM 1	$3*10^{-9}$ - $1*10^{-8}$	Speswhite	Rysunek Z7.8
	Al Tabbaa i Muir Wood (1987)	$0.53*e^{3.16}*10^{-9}$	Speswhite	
	de Santa Maria (1988)	$3.0*10^{-9}$	Speswhite	dla σ'_v=100-200kPa
	Newson (1998)	$2.52*10^{-9}$	Speswhite	

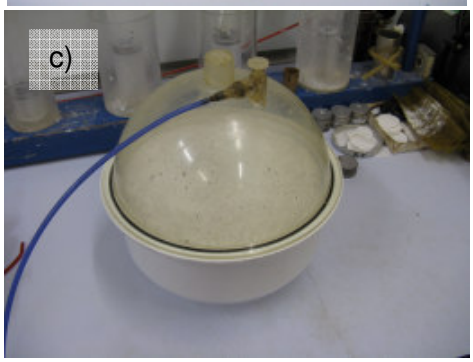


Rysunek Z7.8. Wykres zależności współczynnika wodoprzepuszczalności od wskaźnika porowatości – test CRS AM 1(patrz Rysunek Z6.1.1 w Załączniku 6) na tle równania opracowanego przez Al-Taabaa'ę i Muir Wooda (1987) dla kaolinu Speswhite: $k=0.53e^{3.16}*10^{-9}$.

ZAŁĄCZNIK 7.6. KONSOLIDOMETRY

ZAŁ. 7.6.1. Konsolidometr rurowy

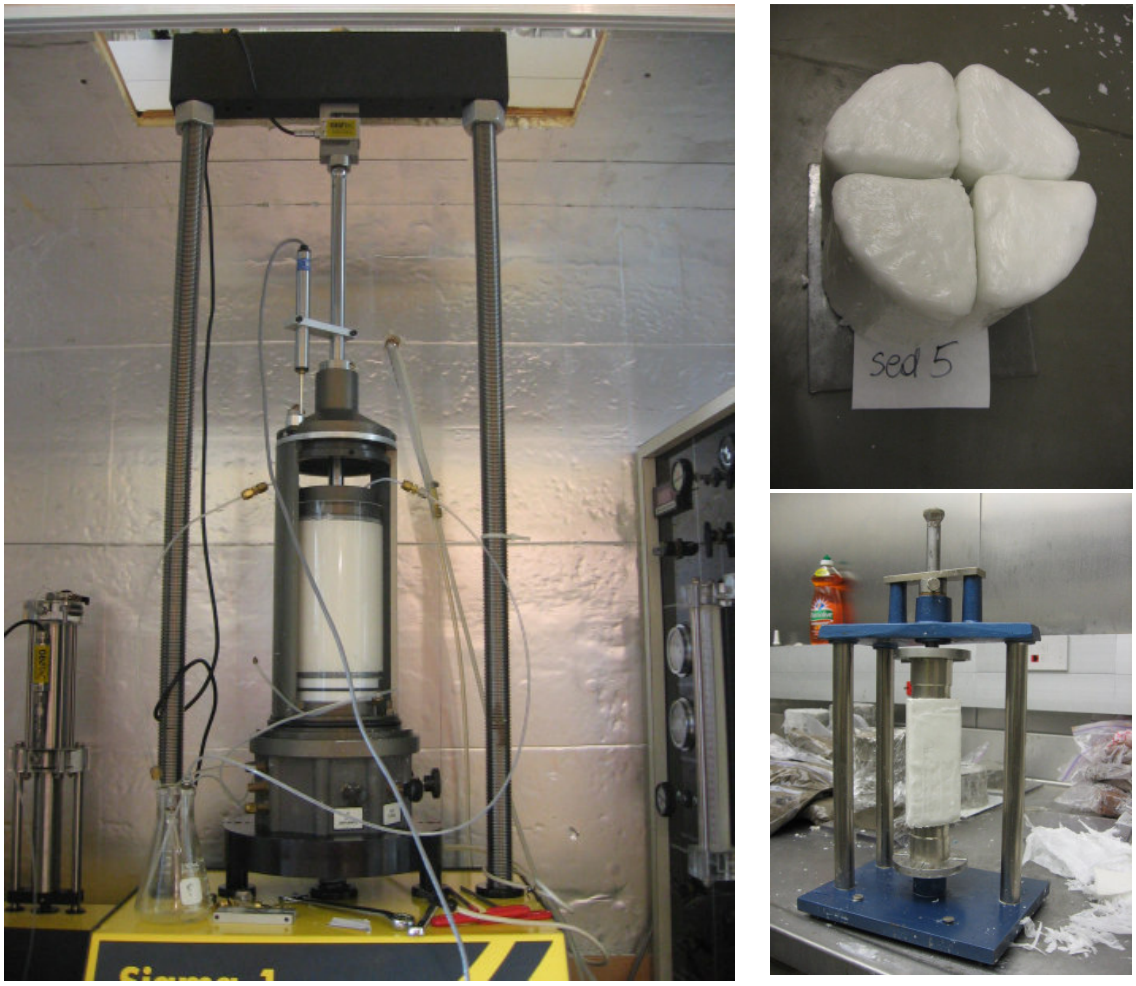
Konsolidometry rurowe (*floating tube*) składają się z ramy, siłownika, dolnego i górnego tłoczyska oraz stalowej, wypolerowanej od wewnątrz, rury wiszącej swobodnie na tłoczyskach – patrz: rysunek Z7.9. Stosowano siłowniki firmy NORGREN (RM/55451/M/*) umożliwiające zadawanie ciśnienia 1 - 10 bar przy wysuwie tłoka do 250 mm. Tłoczyska wyposażone były w dwa gumowe pierścienie uszczelniające układ i jednocześnie umożliwiające ich swobodny przesuw względem rury. Na stanowisku, przystosowanym do pracy z czterema próbkami, stosowano dwie średnice rur: 75 mm oraz 97.5 mm, odpowiadające średnicom próbek trójosiowych. Długość rur (56 i 92 cm) pozwalała na wycięcie z jednej pasty odpowiednio jednej lub dwóch próbek do aparatu trójosiowego ściskania. Przed włożeniem pasty, rury smarowano od wewnątrz cienką warstwą smaru silikonowego. Wsuwano i opuszczano dolne tłoczysko wraz z umieszczonym na nim kamieniem porowym i krążkiem z papieru filtracyjnego. Całość przykręcano do trzpienia w bazie ramy. Pasta gruntowa była następnie podawana do rury przy użyciu lejka poprzez otwór w ramie przystosowany do przykręcenia siłownika. Na górną powierzchnię tak przygotowanej próbki wsuwano górne tłoczysko z kamieniem porowym i papierem filtracyjnym, na którym następnie opierano tłok siłownika. Dzięki zastosowaniu przedłużających kształtek pasujących do końcówki tłoka, fabryczny zakres wysuwu tłoka nie powodował żadnych ograniczeń w swobodnym pionowym odkształcaniu się próbki. W trakcie konsolidacji rura była kilkukrotnie przesuwana względem tłoczysk w celu zredukowania tarcia.



Rysunek Z7.9. Elementy używane do przygotowania pasty w University of Bristol: a) konsolidometry rurowe (prawy – w trakcie zakładania pasty gruntowej), b) mieszalnik, c) miska próżniowa

ZAŁ. 7.6.2. Konsolidometr komorowy

Konsolidometr komorowy (rysunek Z7.10) składa się z klosza z pleksi o średnicy wewnętrznej 4'' (10.16 cm) i wysokości 8'' (20.32 cm), podstawy oraz tłoka o dopasowanej średnicy. Urządzenie przystosowane jest do umieszczenia w ramie obciążającej aparatu trójosiowego ściskania konstrukcji Bishopa – Henkela. Pomiar siły obciążającej odbywa się przy użyciu zewnętrznego ogniwa obciążnikowego, natomiast przemieszczenie tłoka względem klosza mierzy czujnik LVDT. Obciążenie kontrolowane jest przez program TruePath, pozwalający na ciągły zapis odczytów obu czujników. Przed włożeniem pasty gruntowej, klosz smaruje się olejem silikonowym. Dolna i górna powierzchnia próbki z pasty gruntowej zabezpieczana jest krążkiem z papieru filtracyjnego oraz kamieniem porowym.



Rysunek Z7.10. Przygotowanie próbek w University of Massachusetts: a) konsolidometr komorowy, b) zabezpieczona skonsolidowana pasta gruntowa, c) uchwyt do wycinania próbek

ZAŁĄCZNIK 7.7. PROCEDURA ZAKŁADANIA PRÓBKI

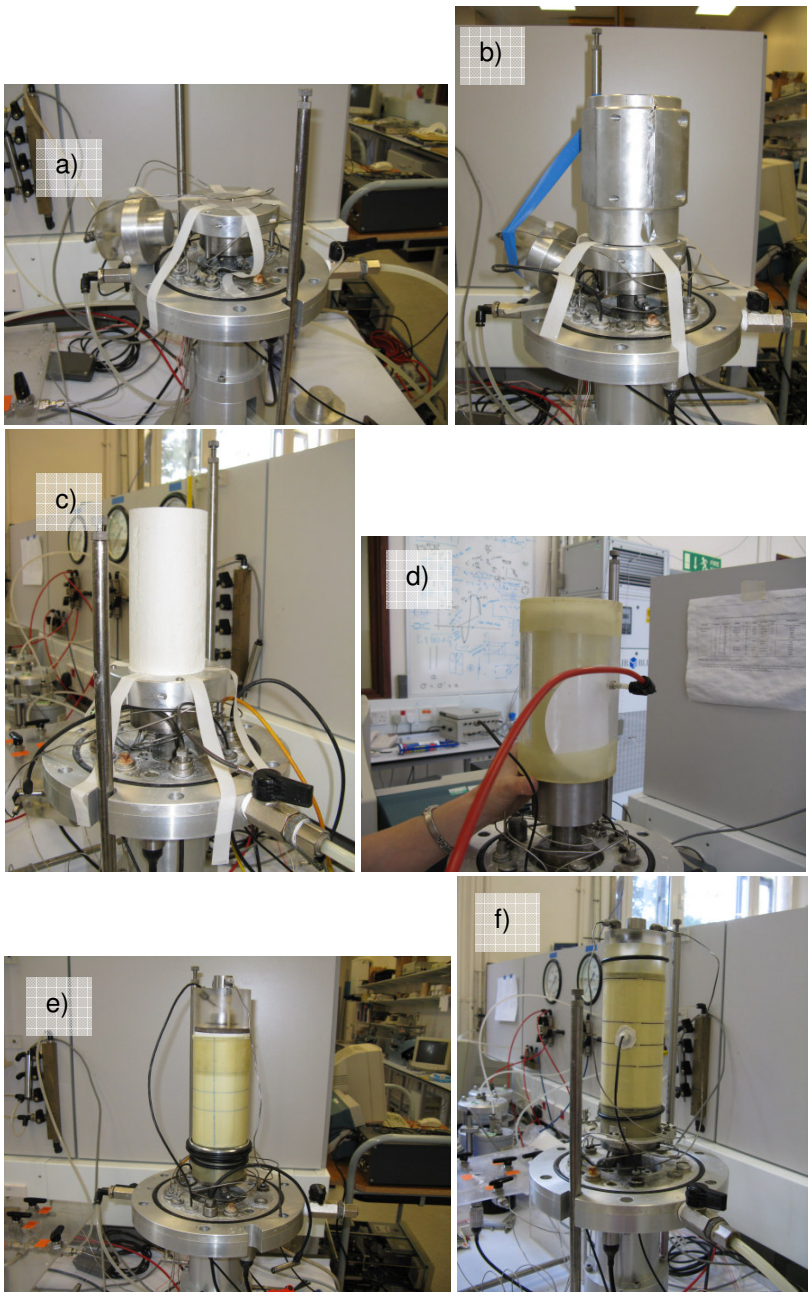
ZAŁ. 7.7.1. Procedura zakładania próbki – University of Bristol

1. Działania przygotowawcze:
   a) napełnienie i odpowietrzenie wody w zbiorniku,
   b) nałożenie na boki górnej i dolnej nasadki cienkiej warstwy smaru silikonowego,
   c) naciągnięcie membrany w naciągarce próżniowej,
   d) nasunięcie 4 O-ringów na pierścień pomocniczy,
   e) wycięcie i zwilżenie pasków oraz krążków filtracyjnych,
   f) oczyszczenie sprężonym powietrzem oraz wysuszenie kamieni porowych,
   g) nasączenie czujnika ciśnienia porowego w odpowietrzonej wodzie,
   h) przygotowanie membrany: sprawdzenie ewentualnych dziur i przetarć; pomiar grubości; dopasowanie długości; zaznaczenie pisakiem na membranie gabarytów próbki, jej środka oraz planowanych miejsc zamocowania czujników ciśnienia porowego oraz lokalnych czujników przemieszczenia.
2. Wydmuchanie sprężonym powietrzem wody z przewodów ciśnienia wyrównawczego na odcinku między tablicą zaworów a górną i dolną nasadką (w celu umożliwienia przepuszczenia dwutlenku węgla).
3. Wycięcie próbki ze skonsolidowanej pasty gruntowej.
4. Umieszczenie próbki w natłuszczonej dwudzielnej formie aluminiowej o znanej masie, przycięcie do odpowiedniej długości, zważenie próbki wraz z formą.
5. Nałożenie kamienia porowego z krążkiem z papieru filtracyjnego na dolną nasadkę aparatu, rozmieszczenie na obwodzie przygotowanych wcześniej i zwilżonych pasków filtracyjnych.
6. Przykręcenie i wypoziomowanie pierścienia bazowego z bolcami ułatwiającymi wycentrowanie próbki.
7. Umieszczenie formy z próbką na pierścieniu bazowym między wysuniętymi bolcami centrującymi, opuszczenie bolców, otwarcie formy i jej ostrożne zdjęcie z próbki.
8. Przyłożenie zwilżonych pasków filtracyjnych do próbki oraz usunięcie pierścienia bazowego.
9. Nasunięcie membrany na próbkę, tak, aby zaznaczone wcześniej na membranie linie znalazły się w odpowiednim miejscu; usunięcie nadmiaru powietrza spod membrany.
10. Nasunięcie dwóch O-ringów na dolną nasadkę, pozostawienie pierścienia z dwoma pozostałymi O-ringami w pobliżu dolnej nasadki próbki.
11. Nałożenie na górną powierzchnię próbki krążka z papieru filtracyjnego oraz kamienia porowego, a następnie górnej nasadki z przewodami drenującymi, odwinięcie membrany na górną nasadkę, ostrożne zsunięcie O-ringów z pierścienia pomocniczego na górną nasadkę oraz zdjęcie pierścienia.
12. Pomiar gabarytów próbki.
13. Odtłuszczenie membrany w miejscach, gdzie będą umieszczane lokalne czujniki przemieszczenia i ciśnienia porowego.

14. Założenie czujnika ciśnienia porowego:
    - wycięcie okrągłego otworu w membranie przy użyciu nożyczek i ostrożne wsunięcie czystej i odtłuszczonej gumowej uszczelki z kołnierzem (*grommet*),
    - założenie na kabel czujnika małego O-ringa nasuniętego na pierścień pomocniczy,
    - nałożenie niewielkiej ilości silikonu na metalową końcówkę czujnika i odtłuszczenie kabla czujnika,
    - wsunięcie czujnika do uszczelki, tak aby był lekko zagłębiony w próbkę,
    - nasunięcie O-ringa na kołnierz uszczelki,
    - uszczelnienie całości trzema nakładanymi kolejno warstwami lateksu i pozostawienie do wyschnięcia.
15. Założenie lokalnych czujników przemieszczeń:
    - nałożenie kleju silikonowego na uchwyty i ich przyciśnięcie do próbki w uprzednio zaznaczonych miejscach (w przypadku czujników LVDT można zastosować elementy dystansowe przykręcane do uchwytów),
    - przymocowanie uchwytów do próbki szpilkami,
    - uszczelnienie połączenia ewentualną dodatkową warstwą silikonu lub lateksu i pozostawienie do wyschnięcia,
    - umieszczenie czujników w uchwytach i ich ustawienie w żądanej pozycji na podstawie odczytów napięcia.
16. Sprawdzenie szczelności przejścia wszystkich elementów wyposażenia przez podstawę komory.
17. Nałożenie żywicy epoksydowej do pojemniczka w górnej nasadce.
18. Opuszczenie i zamocowanie klosza aparatu na podstawie (ogniwo obciążnikowe powinno być w swojej najwyższej pozycji).
19. Rozpoczęcie napełniania komory wodą, wyzerowanie czujników ciśnienia wody w komorze oraz ciśnienia wyrównawczego w chwili, gdy komora jest wypełniona do połowy wysokości próbki.
20. Napełnienie komory wodą do pełna i zamknięcie zaworów odpowietrzających w górnej płycie komory.
21. Otwarcie połączenia między komorą główną a cylindrem „woda - powietrze” sterującym ciśnieniem wody w komorze (równoznaczne z zadaniem na próbkę ciśnienia ok. 15 kPa).
22. Wyzerowanie lokalnych czujników przemieszczenia.
23. Zwiększenie ciśnienia w komorze do ok. 30 kPa.
24. Otwarcie zaworu do cylindra „woda-powietrze” i zwiększenie ciśnienia w dolnej komorze do wartości, przy której obserwuje się podniesienie się tłoka (ok. 25 kPa ponad wartość ciśnienia wody w komorze); tłok należy podnieść na taka wysokość, żeby umożliwić ewentualne pęcznienie próbki.
25. Wyzerowanie czujnika siły. Opuszczenie ogniwa obciążnikowego, tak aby jego końcówka została zanurzona w kleju epoksydowym, a czujnik siły pokazywał niewielką wartość dodatnią (ok. 1kPa) w celu zapewnienia kontaktu między ogniwem a górna nasadką.
26. Wyzerowanie zewnętrznego czujnika przemieszczeń.
27. Rozpoczęcie podawania dwutlenku węgla o ciśnieniu ok. 15 kPa do przewodów drenujących prowadzących do górnej i dolnej nasadki; kontrola ilości dwutlenku

węgla wydobywającego się z przeciwnych końców przewodów umieszczonych w zbiorniku z wodą - ok. 30 minut, do czasu równomiernego wydobywania się gazu.

28. Przepuszczenie przez przewody i kamienie porowe odpowietrzonej wody pod ciśnieniem ok. 15 kPa do momentu uzyskania ciągłego strumienia bez bąbli dwutlenku węgla - ok. 30 minut.
29. Wyzerowanie czujnika zmiany objętości.
30. Zamkniecie zaworów wylotowych na przewodach drenujących, otwarcie połączenia próbki z objętościomierzem.

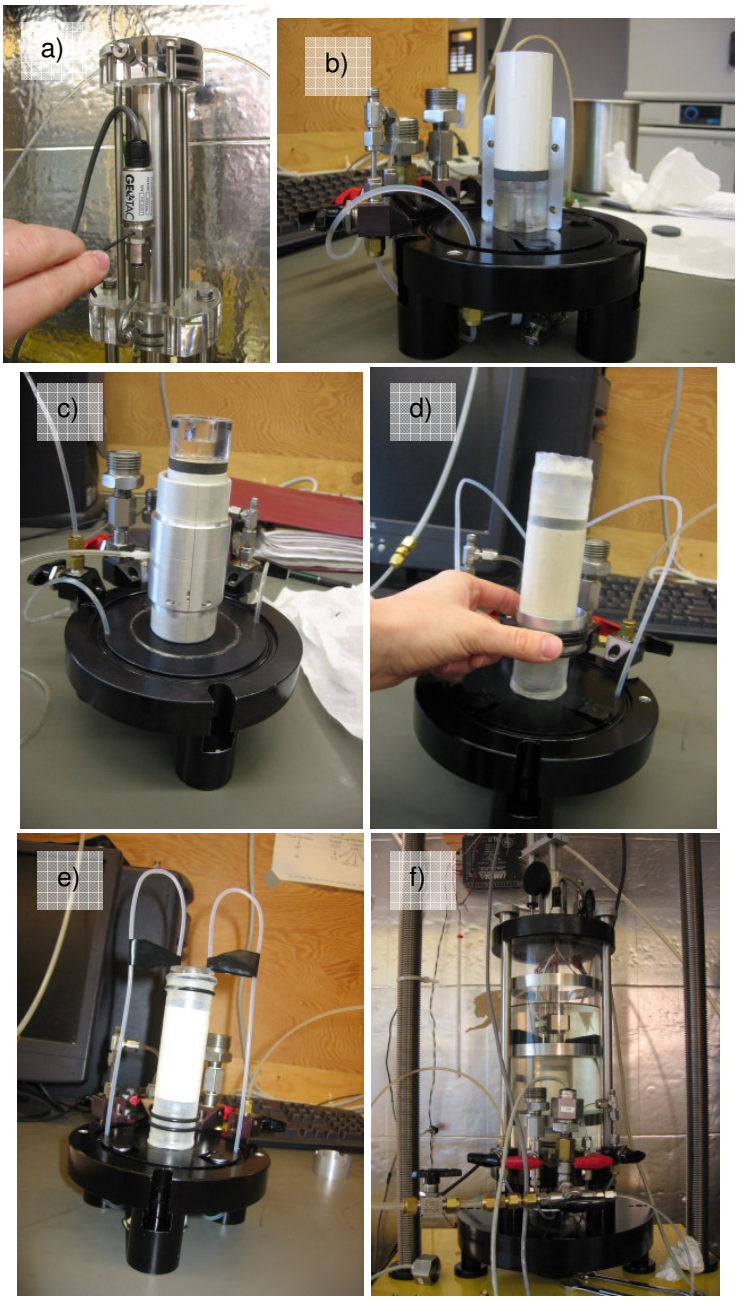


Rysunek Z7.11. Procedura zakładania próbki w aparacie Bishopa-Wesleya: a) pierścień bazowy z paskami filtracyjnymi, b) założenie formy z próbką, c) próbka po zdjęciu formy, d) zakładanie membrany, e) zakładanie O-ringów, f) montaż lokalnego czujnika ciśnienia porowego

ZAŁ. 7.7.2. Procedura zakładania próbki – University of Massachusetts

1. Działania przygotowawcze:
   … ppkt a) – d) jak w ZAŁ. 7.7.1
   e) wycięcie i zwilżenie krążków filtracyjnych,
   f) oczyszczenie kamieni porowych w myjce ultrasonicznej i ich wygotowanie w odpowietrzonej wodzie,
   g) nałożenie cienkiej warstwy smaru silikonowego na krawędzie klosza komory trójosiowej oraz natłuszczenie przylegających do niej O-ringów,
   h) ustawienie górnej poprzeczki w odpowiedniej pozycji,
   i) przygotowanie membrany: sprawdzenie ewentualnych dziur i przetarć; pomiar grubości; dopasowanie długości.
2. Uzupełnienie pomp ciśnienia wyrównawczego i ciśnienia w komorze odpowiednim medium oraz odpowietrzenie umieszczonych na nich czujników ciśnienia.
3. Napełnienie odpowietrzoną wodą przewodów drenujących.
4. Wycięcie próbki ze skonsolidowanej pasty gruntowej.
5. Umieszczenie próbki w natłuszczonej dwudzielnej formie aluminiowej o znanej masie, przycięcie do odpowiedniej długości, zważenie próbki wraz z formą.
6. Nałożenie kamienia porowego z krążkiem z papieru filtracyjnego na dolną nasadkę.
7. Umieszczenie formy z próbką bezpośrednio na nasadce dolnej, nałożenie krążka z papieru filtracyjnego oraz kamienia porowego na górną powierzchnię próbki, otwarcie formy i jej ostrożne zdjęcie z próbki.
8. Nasunięcie membrany na próbkę.
9. Nasunięcie O-ringów na dolną i górną nasadkę.
10. Wsunięcie końcówek przewodów drenujących do otworów w górnej nasadce.
11. Pomiar gabarytów próbki.
12. Nałożenie cienkiej warstwy kleju epoksydowego na końcówkę ogniwa obciążnikowego – w przypadku testów z rozciąganiem.
13. Zamocowanie klosza oraz górnej płyty komory z ogniwem obciążnikowym.
14. Ustawienie i wycentrowanie komory na ramie obciążeniowej
15. Wyzerowanie czujnika siły.
16. Obniżenie i zablokowanie tłoka w momencie uzyskania kontaktu z próbką (odczyt siły ok. 0.5 psi ≈ 3.45 kPa).
17. Montaż czujnika przemieszczenia LVDT.
18. Podniesienie stolika ramy z komorą do takiej pozycji, aby zewnętrzny czujnik siły pokazywał 3 – 5 psi (20 – 35 kPa).
19. Połączenie komory z pompą CP i montaż lokalnego czujnika ciśnienia w komorze.
20. Stopniowe napełnienie komory olejem z przerwą na odpowietrzenie lokalnego czujnika ciśnienia w komorze.
21. Wyzerowanie czujników ciśnienia w komorze: lokalnego i umieszczonego na pompie CP, zamknięcie zaworu odpowietrzającego.
22. Uruchomienie programu TruePath, wprowadzenie danych wejściowych (gabaryty próbki, ciśnienie początkowe, ciśnienie wyrównawcze, schemat zapisu danych).

23. Zadanie minimalnego wymaganego ciśnienia w komorze (1.5 psi ≈ 10.5 kPa).
24. Podłączenie przewodów drenujących do pompy BP i ich wypełnianie odpowietrzoną wodą (najpierw ze zbiornika, potem z pompy) do momentu, gdy nie pojawiają się nowe bańki powietrza, przy otwartym zaworze odprowadzającym.
25. Wyzerowanie czujnika przemieszczenia osiowego oraz czujników ciśnienia wody w porach: lokalnego i umieszczonego na pompie, zamknięcie zaworów odprowadzających wodę porową.
26. Konsolidacja do czasu ustabilizowania się zmian objętości i przemieszczenia osiowego (opcja: *Maintain Volume*).



Rysunek Z7.12. Procedura zakładania próbki w aparacie Bishopa-Henkela: a) odpowietrzanie czujnika ciśnienia, b) zdejmowanie formy, c) zakładanie membrany, d) zakładanie O-ringów, e) próbka przygotowana do badania, f) napełnianie komory olejem

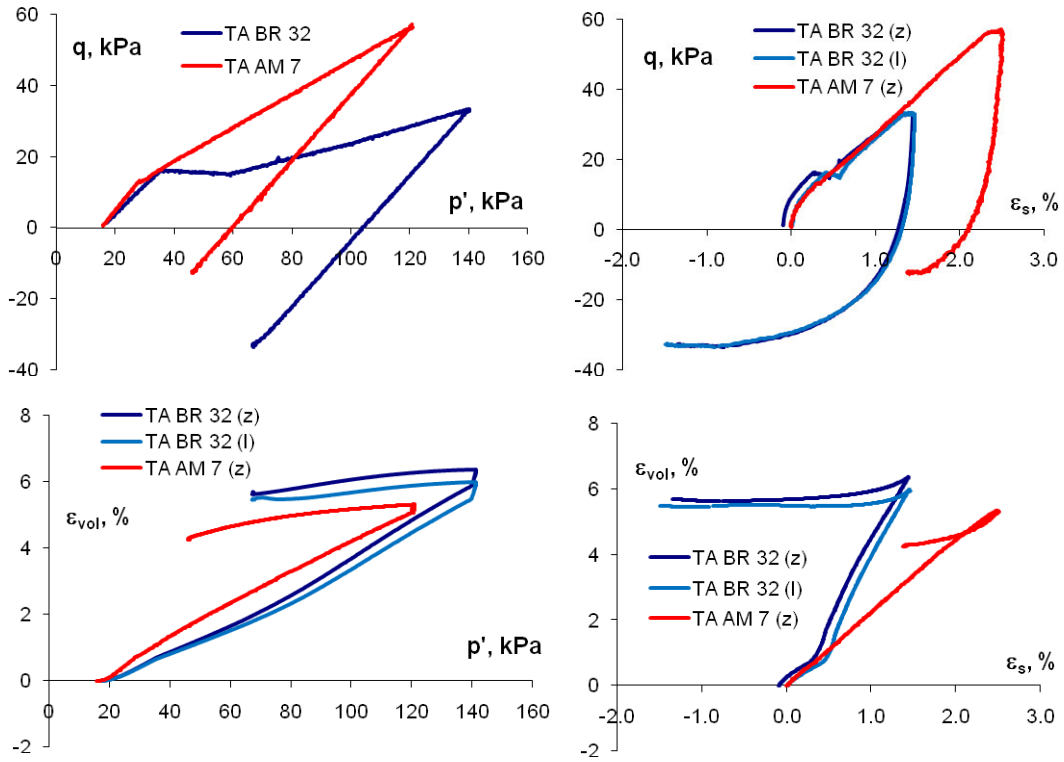
ZAŁ. 7.7.3. Uwagi i komentarze

W celu umożliwienia rozciągania próbki górna nasadka była przyklejana do końcówki ogniwa obciążnikowego przy użyciu dwuskładnikowej żywicy epoksydowej ARALDITE 2014-1. W przypadku komory Bishopa-Henkela stosowano wówczas także dodatkowy element łączący tłok z zewnętrznym czujnikiem siły. Kleju używano także w pozostałych badaniach w komorze Bishopa-Wesleya, aby zapobiec niekontrolowanemu obrotowi górnej nasadki i przekrzywianiu się próbki na skutek nawet minimalnego mimośrodu przy niewyprofilowanej nasadce górnej (połączenie typu: półkula – płaszczyzna). Problem ten nie występował w badaniach w UMass, ponieważ plaska końcówka ogniwa obciążnikowego była zagłębiana w otworze wyciętym w górnej nasadce (połączenie typu: płaszczyzna – płaszczyzna).

Dwutlenek węgla przepuszczany wstępne przez układ drenujący i kamienie porowe zastępował zgromadzone tam powietrze a, jako gaz rozpuszczalny w wodzie, ułatwiał następujący później proces saturacji.

ZAŁĄCZNIK 7.8. PRZYKŁAD REKONSOLIDACJI

Poniżej przedstawiono przykładowe wyniki obciążenia gruntu ścieżką naprężenia wyznaczoną dla obciążenia rekonsolidującego w podłożu stopy fundamentowej („czas” 0 – 1.0 w analizie numerycznej). Próbka TA BR 32 (97x201 mm) reprezentuje element B i model MCC a próbka TA AM 7 (36x71 mm) - element A i model półprzestrzeni sprężystej.



Rysunek Z7.5.1. Przykłady rekonsolidacji w aparacie trójosiowego ściskania; (z) i (l) – wyniki na podstawie odczytów odpowiednio zewnętrznych i lokalnych czujników odkształcenia.

ZAŁĄCZNIK 7.9. POPRAWKI W BADANIACH TRÓJOSIOWYCH

ZAŁ. 7.9.1. Pole powierzchni próbki

Pole powierzchni próbki, wykorzystywane do obliczania naprężenia dewiatorowego *q*, obliczane było jako zmienne, zależne od odkształcenia pionowego, mierzonego czujnikiem zewnętrznym, oraz zmiany objętości próbki na podstawie odcieku wody:

$$A = \frac{V}{H} = \frac{V_0 - \Delta V}{H_0 - \Delta H} = A_0 \frac{\left(1 - \frac{\varepsilon_{vol}}{100}\right)}{\left(1 - \frac{\varepsilon_a}{100}\right)}. \qquad \text{(Z7.1)}$$

Założono, że kształt próbki pozostaje cylindryczny w trakcie badania.

ZAŁ. 7.9.2. Gumowa membrana

Początkowa średnica i sztywność gumowej membrany otaczającej próbkę może mieć wpływ na wartości naprężeń rzeczywiście zadawane na próbkę. W badaniach Baxtera (2000) nad bentonitem obliczona konieczna poprawka wartości dewiatora wynosiła nawet 22% w wypadku testów CU przy małych prędkościach. Zgodnie z normą ASTM D 4767-04 poprawka dotycząca obliczania dewiatora naprężeń powinna być stosowana, gdy jej wartość przekracza 5% wartości *q*. Polska Norma PN-88/B-04481 nie podaje żadnych zaleceń odnośnie tego tematu, mimo, że jest to zagadnienie powszechnie znane (m.in. Bishop i Henkel,1962; La Rochelle i inni,1962; Germaine i Ladd, 1988).

Henkel i Gilbert (1952) zaobserwowali, że wartość naprężenia ścinającego przenoszonego przez membranę jest proporcjonalna do jej sztywności i niezależna od ciśnienia wody w komorze, pod warunkiem, że ciśnienie to jest na tyle duże, że zapewnia przyleganie membrany do próbki. W takim wypadku membrana działa jak powłoka wzmacniająca próbkę. Przy założeniu, że membrana odkształca się wraz z próbką zachowując kształt walcowy, wartość zadawanej siły można skorygować bazując na tzw. „teorii sprężenia" (*compression theory*). Korekta ta została rozwinięta przez Duncana i Seeda (1967), którzy zaproponowali uwzględnienie nie tylko odkształceń pionowych, ale również objętościowych, jakie występują w testach z drenażem.

W niniejszej rozprawie skorzystano z poprawek zaproponowanych przez Kuerbisa i Vaida (1990), korygujących wartości naprężeń radialnych σ'_r i osiowych σ'_a, bez konieczności wykonywania odrębnych obliczeń dla fazy zakładania próbki, konsolidacji i ścinania:

$$\sigma'^{\,cor}_{r} = \sigma'_{r} - \frac{4E_{mem}t_{0m}\left(2+\frac{\varepsilon_{vol}}{100}+\frac{\varepsilon_{a}}{100}\right)}{3D_0\left(2-\frac{\varepsilon_{vol}}{100}+\frac{\varepsilon_{a}}{100}\right)}, \qquad \text{(Z7.2)}$$

$$\sigma'^{\,cor}_{a} = \sigma'_{a} - \frac{4E_{mem}t_{0m}\left(2+\frac{\varepsilon_{vol}}{100}+\frac{\varepsilon_{a}}{100}\right)\left(3\cdot\frac{\varepsilon_{a}}{100}+\frac{\varepsilon_{vol}}{100}\right)}{3D_0\left(2-\frac{\varepsilon_{vol}}{100}+\frac{\varepsilon_{a}}{100}\right)}. \qquad \text{(Z7.3)}$$

We wzorach (Z7.2) i (Z7.3) zastosowano następujące oznaczenia: E_{mem} – moduł Younga materiału membrany, t_{0m} – początkowa grubość membrany, D_0 – początkowa wewnętrzna średnica membrany, ε_a – odkształcenie osiowe próbki, ε_{vol} – odkształcenie objętościowe próbki. Założono, że współczynnik Poissona dla membrany wynosi $\nu = 0.5$ oraz, że membrana odkształca się wraz z próbką. Moduł Younga membran wyznaczano przy użyciu procedury zaproponowanej przez Bishopa i Henkela (1962) z pomiarem aktualnej grubości i szerokości membrany, co pozwoliło oszacować wartości modułów niezależne od odkształcenia na poziomie 122.8 N/cm^2 dla membran w UBr oraz 140 N/cm^2 dla membran w UMass.

Stosowanie bardzo zróżnicowanych i często dość grubych membran w University of Bristol sprawiło, że poprawka $\sigma'^{\,cor}_{a}$ miała istotny wpływ na wartość dewiatora naprężenia. Przykładowo w teście TA BR 25, w którym zastosowano (najgrubszą) membranę o grubości 0.064 cm, wyniosła aż 11 kPa! W trakcie testów w University of Massachusetts zamiast standardowych membran stosowano dwie warstwy prezerwatyw o łącznej grubości 0.007 cm, dzięki czemu poprawka z uwagi na obecność membrany nie przekraczała 3 kPa.

ZAŁ. 7.9.3. Paski filtracyjne

W celu przyspieszenia czasu konsolidacji i wyrównania ciśnienia porowego, próbki kaolinu badane w komorze Bishopa – Wesleya były wyposażone w pionowe paski filtracyjne. Leroueil i in. (1988) potwierdzili na podstawie badań glin naturalnych z Jeziora Champlain, że stosowanie pasków filtracyjnych jest szczególnie efektywne w wypadku gruntów prekonsolidowanych, skracając czas konsolidacji nawet 5 - 25 razy, natomiast w zakresie normalnej konsolidacji ich znaczenie maleje. W tej samej pracy, autorzy stwierdzili, że paski filtracyjne nie miały wpływu na wartość dewiatora naprężenia. Jest to jednak niezgodne z wynikami prezentowanymi dla gruntów o przerobionej strukturze przez Henkela i Gilberta (1952) oraz Olsona i Kiefera (1964).

W badaniach trójosiowych autorka stosowała paski o szerokości 15 mm w ilości 6 sztuk – w wypadku próbek o średnicy 75 mm oraz 8 sztuk – w próbkach o średnicy 97.5 mm. Paski filtracyjne pokrywały mniej niż połowę pola powierzchni bocznej próbki (odpowiednio 38% i 39%), co jest zgodne n.p. z zaleceniami Heada (1998) i ASTM. Zastosowano poprawkę zmniejszającą wartość dewiatora zgodnie z normą ASTM D 4767-04:

$$\Delta q = \frac{K_{fp} \cdot P_{fp}}{A} \text{ dla } \varepsilon_a > 2\%, \tag{Z7.4}$$

$$\Delta q = \frac{K_{fp} \cdot P_{fp}}{A} \cdot \frac{\varepsilon_a}{2} \text{ dla } \varepsilon_a \leq 2\%, \tag{Z7.5}$$

gdzie: K_{fp} – siła przenoszona przez pasek filtracyjny na jednostkę długości pokrytego obwodu, (dla papieru Whatman No. 54 można przyjąć, że K_{fp} = 0.19 kN/m), P_{fp} – obwód pokryty papierem filtracyjnym, A – aktualne pole powierzchni próbki.

Dla odkształcenia pionowego większego niż 2% wartość poprawki wynosi ok. 4 kPa dla próbki o średnicy 75 mm i 3 kPa dla próbki o średnicy 97.5 mm.

ZAŁĄCZNIK 8.1. KOD PROGRAMU MATLAB. ALGORYTM GENETYCZNY OPTYMALIZACJI PARAMETRÓW MODELU NAHOS

```
disp(['Godzina rozpoczecia: ', datestr(now,31)])

%DANE WEJŚCIOWE I WARUNKI ZAKOŃCZENIA

prawd_KRZ=95;           %prawdopodobieństwo krzyżowania
prawd_MUT=2;            %prawdopodobieństwo mutacji
H=10;                   %liczba przedziałów dodatkowych
liczba_MAX = 8;         %ilość zapamiętywanych wyników
liczba_OSOB=500;        %liczba osobników (musi być parzysta)
liczba_GENE=500;        %liczba gereracji
e0=1.31477506689423; %początkowy wskaźnik porowatości
p_pc=103.00;            %maksymalna w historii obciążenia wartość ciśnienia średniego
q_pc=79.04;             %maksymalna w historii obciążenia wartość dewiatora
pS=p_pc;                %współrzędna p środka podobieństwa
qS=q_pc;                %współrzędna q środka podobieństwa

%przedziały wartości parametrów: Mc, λ, κ, ν, C, μ
MAXIMA=[2 0.1;    0.5 0;    0.1 -0.1;     0.7 0.2;   100  0;    100  0];

% odczyt wyników badania trójosiowego – doświadczalna ścieżka naprężenia i odpowiedzi
[epsSd, epsVd] = textread('es_ev_03_2kPa_AM.txt','%f %f ');
epsSd=epsSd'; epsVd=epsVd'; epsS1=epsSd(1); epsV1=epsVd(1);
[p q] = textread('p_q_03_2kPa_AM.txt','%f %f ');

PUNKTY=size(epsSd,2); %liczba wyników eksperymentalnych

 %zwiększenie ilości elementów (podział każdego na H przedziałów) w celu redukcji
wychodzenia poza powierzchnię plastyczności:
epsSdH=epsSd; epsVdH=epsVd;pH=p; qH=q;
for i=1:PUNKTY-1
        for j=1:H+1
                epsSd(H*(i-1)+j)=epsSdH(i)+(epsSdH(i+1)-epsSdH(i))/H*(j-1);
                epsVd(H*(i-1)+j)=epsVdH(i)+(epsVdH(i+1)-epsVdH(i))/H*(j-1);
                p(H*(i-1)+j)=pH(i)+(pH(i+1)-pH(i))/H*(j-1);
                q(H*(i-1)+j)=qH(i)+(qH(i+1)-qH(i))/H*(j-1);
        end
end

 %zwiększona liczba wyników eksperymentalnych
PUNKTY=size(epsSd,2);

%generacja zbioru najlepszych osobników (PMAX z wartością funkcji celu RMIN)
for osobnik = 1:liczba_MAX
RMIN(osobnik) = 10; %na początku duże wartości
        for parametr = 1:6
                PMAX(parametr, osobnik) = 1e-6;  %na początku same zera
        end
end

 %INICJACJA = POPULACJA POCZĄTKOWA

%losowanie osobników
for osobnik = 1:liczba_OSOB
        for parametr = 1:6
```

```
                P(parametr, osobnik) = rand(1) * (MAXIMA(parametr,1) - MAXIMA(parametr,2))
                + MAXIMA(parametr,2);
        end
end

%wstępna ocena osobników populacji
disp(['Generacja 0 : ', datestr(now,31)])
for osobnik = 1:liczba_OSOB
        %wywołanie funkcji generującej teoretyczną ścieżkę odpowiedzi
        [epsS,epsV]=zadD_p_q_NA_GA(P(1,osobnik),P(2,osobnik),P(3,osobnik),P(4,osobnik),
        P(5,osobnik), P(6,osobnik), p, q, epsS1, epsV1,e0, p_pc, q_pc, pS,qS);
        %funkcja celu
        R1(osobnik) = (sum ( sqrt( ((epsSd-epsS) / (max(epsSd) - min(epsSd))).^2 + ((epsVd -
        epsV) / (max(epsVd) - min(epsVd))).^2) / PUNKTY;
end
R1Max = max(R1) + (max(R1)-min(R1))*0.1;
for osobnik = 1:liczba_OSOB
        R(osobnik)= R1Max - R1(osobnik);
end

%zapewnienie zróżnicowanych wyników
if sum(R) == 0
        R = R + 0.001;
        disp(['TAKIE SAME funkcje celu R1, generacja: ',num2str(generacja)])
end

 % prawdopodobieństwo wyboru poszczególnego osobnika
prawd=R/sum(R)*100;

% obliczenia dla każdej generacji (SUKCESJA)
for generacja = 1:liczba_GENE
        %wypisanie czasu, w którym liczona jest co 10-ta generacja
        if rem(generacja,10) == 0
                disp(['Generacja ', num2str(generacja) , ' : ', datestr(now,31)])
        end

% SELEKCJA

        % elitaryzm - przepisanie najlepszego na pierwsze miejsce
         [max_val, index_max] = max(prawd);
        for param=1:6
                PT(param, 1) = P(param, index_max);
        end

        %suma prawdopodobieństw
        prawd_s(1)=prawd(1);
        for osobnik=2:liczba_OSOB
                prawd_s(osobnik)=prawd(osobnik)+prawd_s(osobnik-1);
        end

        %losowanie - ruletka
        for osobnik=2:liczba_OSOB  %od 2, bo do pierwszego elementu wybraliśmy
najlepszego
                losuj=rand(1)*100;
                %sprawdzanie, którego osobnika wylosowano
                for osobnik_l=1:liczba_OSOB
                        if osobnik_l > 1
                                min_praw = prawd_s(osobnik_l-1);
                        else
                                min_praw = 0;
```

```
                end
                max_praw = prawd_s(osobnik_l);
                if ((losuj >= min_praw) & (losuj <= max_praw))
                break;
                end
            end

%REPRODUKCJA - TWORZENIE NOWEJ POPULACJI

            %przepisanie  wylosowanego osobnika: osobnik_l
            for param=1:6
                PT(param, osobnik) = P(param, osobnik_l);
            end
        end

        %Krzyżowanie
        for osobnik_k = 1:2:liczba_OSOB %co drugi
            if rand(1)*100 <= prawd_KRZ
                for param = 1:6
                    if rand(1) < 0.5 %każdy parametr ma 50% szansę na zamianę
                        temp = PT(param, osobnik_k);
                        PT(param, osobnik_k) = PT(param, osobnik_k+1);
                        PT(param, osobnik_k+1) = temp;
                    end
                end
            end
        end

        %Mutacja
        for osobnik_m = 1:liczba_OSOB
            for param = 1:6
                if rand(1)*100 <= prawd_MUT
                    PT(param,osobnik_m)=rand(1)*(MAXIMA(param,1) -
                    MAXIMA(param,2)) + MAXIMA(param,2);
                end
            end
        end

        %przepisanie z populacji tymczasowej PT do aktualnej P
        P = PT;

        %ocena osobników populacji po operacjach genetycznych
        for osobnik = 1:liczba_OSOB
            [epsS,epsV] = zadD_p_q_NA_GA (P (1,osobnik), P(2,osobnik), P(3,osobnik),
            P(4,osobnik), P(5,osobnik), P(6,osobnik), p, q, epsS1, epsV1,e0, p_pc, q_pc,
            pS,qS);
            %funkcja celu
            R1(osobnik) = (sum( sqrt( ((epsSd - epsS) / (max(epsSd)-min(epsSd))).^2 +
            ((epsVd - epsV) / (max(epsVd) - min(epsVd))).^2 )))/PUNKTY;
        end

        %ocena dopasowania całej generacji
        dopas(generacja) = mean(R1);
        dopas_max (generacja) = min(R1);
        R1Max = max(R1) + (max(R1)-min(R1))*0.1;
        for osobnik = 1:liczba_OSOB
            R(osobnik)= R1Max - R1(osobnik);
        end

        %zapewnienie zróżnicowanych wyników
```

```
        if sum(R) == 0
                R = R + 0.001;
                disp(['TAKIE SAME funkcje celu R1, generacja: ',num2str(generacja)])
        end
        % prawdopodobieństwo wyboru poszczególnego osobnika
        prawd=R/sum(R)*100;

        %zapamiętanie najlepszego wyniku
        [min_val, index_min] = min(R1);
        for osobnik_min = 1:liczba_MAX
                if min_val < RMIN(osobnik_min)
                break;
                end
        end

        %sprawdzenie czy takiego wyniku juz nie ma na liście
        juzJest = 0;
        for index = 1:liczba_MAX
                if ((abs(PMAX(1, index) - P(1, index_min))<=0.001) & ...
                 (abs(PMAX(2, index) - P(2, index_min))<=0.001) & ...
                 (abs(PMAX(3, index) - P(3, index_min))<=0.001) & ...
                 (abs(PMAX(4, index) - P(4, index_min))<=0.001) & ...
                 (abs(PMAX(5, index) - P(5, index_min))<=0.001) & ...
                 (abs(PMAX(6, index) - P(6, index_min))<=0.001))
                        juzJest = 1;
                end
        end
        if juzJest == 0
                index_copy = liczba_MAX;
                for index = osobnik_min+1: liczba_MAX
                        for parametr = 1:6
                                PMAX(parametr, index_copy) = PMAX(parametr, index_copy-
                        1);
                        end
                RMIN(index_copy) = RMIN(index_copy - 1);
                end
                for parametr = 1:6
                        PMAX(parametr, osobnik_min) = P(parametr, index_min);  %tablica
                        najlepszych osobników
                end
        RMIN(osobnik_min)=R1(index_min);
        end
end

%wykres dla najlepszych osobników
for osobnik=1:liczba_MAX
        [epsS,epsV] = zadD_p_q_NA_GA (PMAX(1,osobnik), PMAX(2,osobnik),
        PMAX(3,osobnik), PMAX(4,osobnik), PMAX(5,osobnik), PMAX(6,osobnik), p, q, epsS1,
        epsV1,e0, p_pc, q_pc, pS, qS);
        figure(osobnik)
        plot(epsSd, epsVd,'r-o',epsS,epsV,'b-o','Markersize',2,'LineWidth',1);
        title('TEST Z DRENAZEM - odpowiedz')
        legend('dane','analityczne',0)
        xlabel('epsS [%]')
        ylabel('epsV [%]')
        grid on
 end

%wyświetlenie najlepszych osobników
disp('najlepsze osobniki PMAX i RMIN:')
```

```
PMAX
RMIN

%dodatkowe wykresy
GEN=[1:liczba_GENE];

figure(osobnik+1)
plot(GEN, dopas,'red',GEN,dopas_max,'b','LineWidth',1);
title('ZBIEZNOSC')
legend('srednie','maksymalne',0)
xlabel('generacja')
ylabel('dopasowanie')
grid on

figure(osobnik+2)
plot(p, q,'r-o','Markersize',2,'LineWidth',1);
title('sciezka')
xlabel('p [kPa]')
ylabel('q [kPa]')
grid on

disp(['Godzina zakonczenia: ', datestr(now,31)])
```