ZESZYTY
NAUKOWE
POLITECHNIKI
ŚLĄSKIEJ

P.3343/01

Jacek PIECZYRAK

USTALANIE PARAMETRÓW WYBRANYCH MODELI GRUNTU NA PODSTAWIE PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ

BUDOWNICTWO
Z. 91

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ

GLIWICE 2001

POLITECHNIKA ŚLĄSKA
ZESZYTY NAUKOWE
Nr 1507

P. 3343/01

Jacek PIECZYRAK

USTALANIE PARAMETRÓW WYBRANYCH MODELI GRUNTU NA PODSTAWIE PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ

GLIWICE 2001

OPINIODAWCY

Prof. dr hab. inż. Lech Wysokiński

Prof. dr hab. inż. Bohdan Zadroga

KOLEGIUM REDAKCYJNE

REDAKTOR NACZELNY - Prof. dr hab. Zygmunt Kleszczewski

REDAKTOR DZIAŁU - Mgr inż. Bogusław Cieślar

SEKRETARZ REDAKCJI - Mgr Elżbieta Leśko

REDAKCJA

Mgr Kazimiera Szafir

REDAKCJA TECHNICZNA

Alicja Nowacka

Wydano za zgodą
Rektora Politechniki Śląskiej

PL ISSN 0434-0779

Wydawnictwo Politechniki Śląskiej
ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice
tel./fax 237-13-81, www.wydawnictwo.polsl.gliwice.pl,
wydawnictwo@polsl.gliwice.pl

Nakład 100+50 egz. Ark. wyd. 10,5. Ark. druk. 7,375. Papier offset. kl. III 70x100 80 g
Oddano i podpisano do druku 27.06.2001 r. Druk ukończono w lipcu 2001 r.
Zam. 26/2001

Fotokopie, druk i oprawę wykonano w UKiP sc, *J&D Gębka*,
Gliwice, ul. Pszczyńska 44, tel./fax 231-87-09

SPIS TREŚCI

Str.

Oznaczenia ... 7

1. **WPROWADZENIE** ... 11
   - **1.1. Specyfika gruntu** ... 11
   - 1.2. Próbki do badań ... 11
   - 1.3. Teza pracy ... 13
   - 1.4. Cel pracy ... 16
2. **PRÓBNE OBCIĄŻENIE GRUNTU** ... 17
   - 2.1. Metoda próbnych obciążeń ... 17
   - 2.2. Efekt skali ... 24
   - 2.3. Zasady podobieństwa modelowego ... 25
   - 2.4. Zasady i przykłady modelowania wykorzystane w pracy ... 27
     - 2.4.1. Uwagi wstępne ... 27
     - 2.4.2. Próbne obciążenie fundamentu kołowego ... 28
   - 2.5. Próbne obciążenie w dużej skali ... 31
     - 2.5.1. Uwagi wstępne ... 31
     - 2.5.2. Próbne obciążenie fundamentów powierzchniowych ... 31
     - 2.5.3. Próbne obciążenie gruntu na dużej głębokości ... 34
     - 2.5.4. Próbne obciążenie kolumn kamiennych ... 35
     - 2.5.5. Próbne obciążenie skarpy ... 37
   - 2.6. Uwagi końcowe ... 39
3. **MODELE GRUNTU I PARAMETRY** ... 40
   - 3.1. Podstawy teoretyczne ... 40
   - 3.2. Równania modeli sprężysto-plastycznych ... 44
   - 3.3. Model Coulomba-Mohra ... 45
   - 3.4. Model Druckera-Pragera ... 46
   - 3.5. Model MCC ... 47
   - 3.6. Model NAHOS ... 49
   - 3.7. Uwagi końcowe ... 51
4. **PROCEDURA OKREŚLANIA PARAMETRÓW MODELI GRUNTU Z PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ** ... 53
   - 4.1. Uwagi wstępne ... 53
   - 4.2. Metoda analizy wstecznej ... 53
   - 4.3. Wrażliwość, stabilność i jednoznaczność parametrów ... 58
     - 4.3.1. Wrażliwość ... 58
     - 4.3.2. Stabilność ... 60
     - 4.3.3. Jednoznaczność ... 60

Str.

4.4. Model obliczeniowy ... 61
4.4.1. Model numeryczny i dyskretyzacja ... 61
4.4.2. Warunki brzegowe ... 65
4.4.3. Model fizyczny (materiałowy) ... 65
4.5. Program obliczeniowy ... 65
4.6. Algorytm obliczeniowy ... 65
4.6.1. Procedura optymalizacyjna ... 65
4.6.2. Metoda heurystyczna ... 68
5. PRZYKŁADY WYZNACZANIA PARAMETRÓW MODELI GRUNTU ... 69
5.1. Wprowadzenie ... 69
5.2. Identyfikacja parametryczna na podstawie badań w skali laboratoryjnej ... 69
5.2.1. PRZYKŁAD L1 ... 69
5.2.2. PRZYKŁAD L2 ... 74
5.2.3. PRZYKŁAD L3 ... 77
5.2.4. PRZYKŁAD L4 ... 81
5.2.5. PRZYKŁAD L5 (Pieczyrak, 1995a, 1995b) ... 85
5.3. Identyfikacja parametryczna na podstawie badań w dużej skali ... 91
5.3.1. PRZYKŁAD F1 (Bela i in., 1980, Pieczyrak, 2000d) ... 91
5.3.2. PRZYKŁAD F2 (Pieczyrak & Bzówka, 1998a, Pieczyrak, 2000a) ... 95
5.3.3. PRZYKŁAD F3 (Gryczmański & Byrski, 1992, Pieczyrak, 2000c) ... 97
5.3.4. PRZYKŁAD F4 (Kawalec, 2000) ... 101
5.4. Podsumowanie ... 103
5.5. Analiza wyników ... 106
6. WNIOSKI ... 108
LITERATURA ... 109
STRESZCZENIE ... 117

CONTENTS

page

SYMBOLS ... 7
1. INTRODUCTION ... 11
1.1. Soil specificity ... 11
1.2. Samples for tests ... 11
1.3. Aim of dissertation ... 13
1.4. Purpose of dissertation ... 16
2. TRIAL SOIL LOADING ... 17
2.1. Trial loading method ... 17
2.2. Scale effect (model similarity) ... 24
2.3. Principles of model similarity ... 25
2.4. Principles and examples of modelling applied in the thesis ... 27
2.4.1. Preliminaries ... 27
2.4.2. Trial loading test for circular foundation ... 28
2.5. Trial loading in large scale ... 31
2.5.1. Preliminaries ... 31
2.5.2. Trial loading test for surface foudations ... 31
2.5.3. Trial loading test for soil on large depth ... 34
2.5.4. Trial loading test for stone columns ... 35
2.5.5. Trial loading test for slope ... 37
2.6. Conclusion ... 39
3. SOIL MODELS AND PARAMETERS ... 40
3.1. Theoretical fundamentals ... 40
3.2. Equations of elasto-plastic models ... 44
3.3. Coulomb-Mohr model ... 45
3.4. Drucker-Prager model ... 46
3.5. MCC model ... 47
3.6. NAHOS model ... 49
3.7. Conclusion ... 51
4. PROCEDURE OF EVALUATING SOIL MODELS PARAMETERS ON THE BASE OF TRIAL LOADING ... 53
4.1. Preliminaries ... 53
4.2. Back analysis method ... 53
4.3. Sensitivity, stability and uniqueness ... 58
4.3.1. Sensitivity ... 58
4.3.2. Stability ... 60
4.3.3. Uniqueness ... 60

page

4.4. Computational model ... 61
4.4.1. Numerical model and discretization ... 61
4.4.2. Boundary conditions ... 65
4.4.3. Physical (material) model ... 65
4.5. Computational program ... 65
4.6. Computational algorithm ... 65
4.6.1. Optimization procedure ... 65
4.6.2. Heuristic method ... 68
5. EXAMPLES OF EVALUATING SOIL MODELS PARAMETERS ... 69
5.1. Introduction ... 69
5.2. Parametric identification on the basis of tests in laboratory scale ... 69
5.2.1. EXAMPLE L1 ... 69
5.2.2. EXAMPLE L2 ... 74
5.2.3. EXAMPLE L3 ... 77
5.2.4. EXAMPLE L4 ... 81
5.2.5. EXAMPLE L5 (Pieczyrak, 1995a, 1995b) ... 85
5.3. Parametric identification on the basis of tests in large scale ... 91
5.3.1. EXAMPLE F1 (Bela et al., 1980; Pieczyrak, 2000d) ... 91
5.3.2. EXAMPLE F2 (Pieczyrak & Bzówka, 1998a; Pieczyrak, 2000a) ... 95
5.3.3. EXAMPLE F3 (Gryczmański & Byrski, 1992; Pieczyrak, 2000c) ... 97
5.3.4. EXAMPLE F4 (Kawalec, 2000) ... 101
5.4. Summary ... 103
5.5. Results analysis ... 106
6. CONCLUSIONS ... 108
REFERENCES ... 109
SUMMARY ... 117

OZNACZENIA

c	spójność gruntu
d	średnica fundamentu
$d=m-\overline{x}$	błąd bezwzględny (absolutny) pomiaru
d_i	odległość zdefiniowana wzorem (4.10)
e	wskaźnik porowatości
f_c, f_t	wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie w jednoosiowym stanie naprężenia
i_{mp}	wskaźnik osiadania zapadowego
k	współczynnik filtracji
n	porowatość
n	liczba pomiarów
p	naprężenie średnie
q	intensywność naprężenia
q	obciążenie
q^E, q^T	wartość obciążenia w badaniach i w analizie numerycznej
q_{dop}	obciążenie dopuszczalne
q^*	obciążenie erozyjne (tj. takie, które w przeszłości działało na aktualnej powierzchni terenu)
s	osiadanie
s	odchylenie standardowe
s^E, s^T	wartość osiadania w badaniach i w analizie numerycznej
s_s	zmodyfikowane odchylenie standardowe
v	współczynnik zmienności
w	wilgotność
w_{opt}	wilgotność optymalna
x_i	kolejny pomiar
$\overline{x}$	średnia arytmetyczna
z	głębokość poniżej poziomu posadowienia
A	powierzchnia fundamentu
B	szerokość fundamentu
C_c	wskaźnik krzywizny
D	głębokość posadowienia
E	moduł sprężystości (Younga)
E	nadzieja matematyczna (wartość oczekiwana)
G	moduł odkształcenia postaciowego (Kirchhoffa)

H_{kb}	wysokość podciągania kapilarnego biernego
H_{kc}	wysokość podciągania kapilarnego czynnego
I_D	stopień zagęszczenia
I_L	stopień plastyczności
I_o	wskaźnik odkształcenia
I_s	wskaźnik zagęszczenia
I_{om}	zawartość części organicznych
K	moduł odkształcenia objętościowego
K_0	współczynnik parcia spoczynkowego gruntu
L	długość fundamentu
L	funkcja wiarygodności
P_c	ciśnienie pęcznienia
R^2	zmodyfikowany współczynnik determinacji
S_r	stopień wilgotności
U	wskaźnik różnoziarnistości
α	poziom istotności ((1-α) poziom ufności)
γ	ciężar objętościowy
γ_s	ciężar właściwy
γ_{ds}	maksymalny ciężar objętościowy szkieletu gruntowego
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	składowe główne stanu odkształcenia
ε_v	odkształcenie objętościowe
ε^e	odkształcenie sprężyste
ε^p	odkształcenie plastyczne
κ	parametr wzmocnienia
κ	parametr modelu MCC
λ	parametr modelu MCC
ν	współczynnik Poissona
ρ	gęstość
ρ_s	gęstość właściwa
ρ_{ds}	maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego
ω	parametr wzmocnienia kinematycznego
Γ	parametr modelu MCC
M	nachylenie linii stanu krytycznego (CSL) w układzie p-q, parametr modelu MCC
ϕ	kąt tarcia wewnętrznego gruntu

SYMBOLS

c	apparent cohesion
d	diameter of foundation
$d=m-\bar{x}$	absolute error
d_i	distance, defined by formula (4.10)
e	voids ratio
f_c, f_t	compressive and tensile strength of concrete in uniaxial stress
i_{mp}	index of collapse settlement
k	coefficient of permeability
n	porosity
n	number of measurements
p	average stress
q	stress intensity
q	loading
q^E, q^T	value of loading in experimental and in numerical analysis
q_{dop}	admissible loading
q^*	erosive loading (that one, which had an effect in the past on the level of current subsoil surface)
s	settlement
s	standard deviation
s^E, s^T	value of settlement in experimental and in numerical analysis
s_s	modified standard deviation
v	variation coefficient
w	moisture content
w_{opt}	optimum moisture content
x_i	successive measurement
$\bar{x}$	arithmetic average
z	depth beneath the foundation level
A	area of foundation
B	width of foundation
C_c	index of curvature
D	depth of foundation
E	modulus of elasticity (Young's modulus)
E	mathematical expectation
G	shear modulus (Kirchhoff's modulus)
H_{kb}	passively capillary rise

H_{kc}	active capillary rise
I_D	density index
I_L	liquidity index
I_o	index of deformation
I_s	index of compressibility
I_{om}	contents of organic parts
K	bulk modulus
K_0	coefficient of earth pressure at rest
L	length of footing
L	likelihood function
P_c	swelling pressure
R^2	modified coefficient of determination
S_r	degree of saturation
U	uniformity coefficient
α	significance level (confidence level)
γ	volumetric weight
γ_s	specific gravity
γ_{ds}	maximum bulk density of soil skeleton
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	principal strains
ε_v	volumetric strain
ε^e	elastic strain
ε^p	plastic strain
κ	hardening parameter
κ	parameter of MCC model
λ	parameter of MCC model
ν	Poisson's ratio
ρ	density
ρ_s	specific density
ρ_{ds}	maximum dry density
ω	parameter of kinematic hardening
Γ	parameter of MCC model
M	slope of critical state line (CSL) in „p-q" co-ordinate system, parameter of MCC model
ϕ	angle of internal friction of ground

1. WPROWADZENIE

1.1. Specyfika gruntu

Grunt jest ośrodkiem rozdrobnionym, w ogólności trójfazowym, charakteryzującym się olbrzymią niejednorodnością. Jego właściwości łatwo ulegają daleko posuniętym zmianom (np. na skutek zmian wilgotności lub porowatości).

Ziarna i cząstki gruntowe tworzą stochastyczny stos okruchowy (zwany gruntem), który charakteryzuje się przypadkowym składem chemicznym i mineralogicznym, zróżnicowaną granulometrią i rodzajem powierzchni. Wreszcie okruchy te różnią się kształtem. Ten ostatni, jak sądzą Bell i in. (1987), jest prawdopodobnie podstawową właściwością cząstek. Niestety jest on bardzo trudny do określenia i, jak dotychczas, z konieczności zaniedbywany (Parylak, 2000).

Fenomenem gruntu (nieznanym w przypadku pozostałych materiałów budowlanych) jest to, że tylko około 0,03 % powierzchni przekroju stanowią styki ziarn, przez które następuje przekazywanie obciążeń (Lambe i Whitman, 1977).

Właściwości gruntu opisuje liczny zbiór cech (tablica 1.1). Liczbowa miara każdej z cech gruntu zwykle zmienia się w dużych lub bardzo dużych granicach. Na przykład różnica w wodoprzepuszczalności piasków i iłów jest milionkrotna. Tylko w gruntach istnieje pojęcie naprężeń efektywnych, wynikających z faktu, że woda zawarta w porach gruntu może uczestniczyć w przejmowaniu obciążeń zewnętrznych.

Złożoność gruntu jest nieporównywalna z pozostałymi materiałami stosowanymi w budownictwie.

1.2. Próbki do badań

Wielkość próbki gruntu zależy od jego składu uziarnienia i od rodzaju badania (Head, 1989, 1992), przy czym im próbka jest większa, tym wynik budzi większe zaufanie. W przypadku próbnych obciążeń in situ próbki badanego gruntu są największe.

Próbne obciążenia w geotechnice rozwijane są w zakresie badań modelowych (Bolt, 1998; Bałachowski, 1997, Hillier, 1992, Pieczyrak, 1994 i 1995a, Potulski, 1980, Sawicki i in., 1998, Zadroga, 2000, Zadroga & Kurałowicz, 1996, Zadroga & Buca, 2001, Zawisza, 1987) oraz w badaniach terenowych in situ (Bela i in., 1980, Dembicki i in., 1971 i 1978, Gens i in., 1996, Gryczmański i in., 1990, Gryczmański & Byrski, 1992, Gryczmański & Pieczyrak, 1996, Gwizdała, 1978 i 1996, Hanna & Adams, 1968, Hisatake, 1985, Kawalec, 2000, Mazurkiewicz, 1966, Pieczyrak, 1997, 1998, 2000a, Pieczyrak & Bzówka, 1998b, Pieczyrak & Soczawa, 1986, Soderman i in., 1968, Tejchman, 1966, Zadroga, 1982 i 1994).

Tablica 1.1

Zbiór cech stosowanych do opisu gruntu

WSKAŹNIKI IDENTYFIKUJĄCE		
Ciężar objętościowy		γ, [kN/m^3]
Ciężar właściwy		γ_s, [kN/m^3]
Skład uziarnienia		wykres uziarnienia
Zawartość części organicznych		I_{om}, [%]
Wskaźnik skonsolidowania gruntu		β, [1]
Wilgotność		w, [%]
Wilgotność optymalna		w_{opt}, [%]
Granica skurczu		w_S, [%]
Granica plastyczności		w_P, [%]
Granica płynności		w_L, [%]
Kapilarność czynna		H_{kc}, [m]
Kapilarność bierna		H_{kb}, [m]
Porowatość		n, [1]
Współczynnik wodoprzepuszczalności		k, [m/s]
Obciążenie dopuszczalne		q_{dop}, [kPa]
Wskaźnik osiadania zapadowego		i_{mp}, [1]
Ciśnienie pęcznienia		P_c, [kPa]
WSKAŹNIKI KLASYFIKUJĄCE		
Identyfikator stanu fizycznego gruntu spoistego		I_L, [1]
Identyfikator stanu fizycznego gruntu niespoistego		I_D, [1]
Wskaźnik różnoziarnistości		U, [1]
Wskaźnik krzywizny		C_c, [1]
Stopień wilgotności		Sr, [1]
Wskaźnik zagęszczenia		I_S, [1]
Wskaźnik odkształcenia		Io, [1]
PARAMETRY MECHANICZNE WYBRANYCH MODELI GRUNTÓW		
MODEL sprężysty	Moduł sprężystości	E, [MPa]
	Współczynnik Poissona	ν, [1]
MODELE: Coulomba-Mohra i Druckera-Pragera	Moduł sprężystości	E, [MPa]
	Współczynnik Poissona	ν, [1]
	Kąt tarcia wewnętrznego	ϕ, [°]
	Spójność	c, [kPa]
MODEL Modified Cam-clay (MCC)	Parametr zdefiniowany na rys. 3.9	M, [1]
	Parametr zdefiniowany na rys. 3.9	G, [MPa]
	Parametr zdefiniowany na rys. 3.9	$e_{cs}=\Gamma$-1, [1]
	Parametr zdefiniowany na rys. 3.9	λ, [1]
	Parametr zdefiniowany na rys. 3.9	κ, [1]

Próbne obciążenia in situ wykonuje się na obiektach rzeczywistych lub zbliżonych do rzeczywistych (Dembicki i in., 1978). Wyniki takich badań są bardzo cenne. Niestety, koszty i trudności techniczne ograniczają ich stosowanie. Rozwiązaniem kompromisowym są badania w zmniejszonej skali (ITB Instrukcja 232, 1980). Godny uznania jest również monitoring zachowania się obiektów rzeczywistych (Pogorzelska, 1990). Badania tego typu pozwalają weryfikować metody rozpoznania podłoża gruntowego i projektowania posadowienia obiektów.

Wiarygodne opisanie złożonej natury podłoża gruntowego, charakteryzującego się wieloraką stratygrafią, litologią i stanem fizycznym, na podstawie wyników badań modelowych jest praktycznie niemożliwe. Niewiele pomaga zwiększanie wymiarów stanowisk badawczych lub liczby badań. Wydaje się, że jedynym sposobem, pozwalającym uwzględnić wszystkie czynniki (zarówno znane jak i nieznane) jest próbne obciążenie, w którym im większa skala badania, tym jego wynik jest „prawdziwszy".

1.3. Teza pracy

Najbardziej spektakularną cechą próbnych obciążeń gruntu jest duża lub bardzo duża „próbka" gruntu poddanego eksperymentowi. Ponieważ wraz ze wzrostem wymiarów próbki gruntu zmniejsza się dyspersja pomiarów, zatem istotnie wzrasta ich precyzja i rzetelność (Fisz, 1967, Kendall & Buckland, 1975; Szydłowski i in., 1981, Taylor, 1995).

Pomiary nazywamy pomiarami precyzyjnymi, jeżeli charakteryzuje je mała dyspersja, czyli gdy odchylenie standardowe σ (lub jego estymata s) osiąga małą wartość liczbową. Natomiast o pomiarach rzetelnych mówimy wtedy, gdy

$$d=m-\bar{x}$$

jest małe. Symbol m reprezentuje prawdziwą wartość oczekiwaną, a $\bar{x}$ jej estymatę. W górnej części rys. 1.1 pokazano pomiary precyzyjne ale mało dokładne, w środkowej jego części przedstawiono obraz pomiarów mało precyzyjnych ale dokładnych, a w dolnej części pomiary precyzyjne i dokładne.

Próbne obciążenia są badaniami najbardziej precyzyjnymi i najbardziej rzetelnymi.

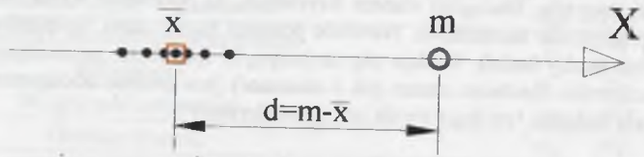
Cechą charakterystyczną próbnych obciążeń, mającą fundamentalne znaczenie, jest to, że badaniu poddaje się nienaruszoną próbkę gruntu. Dzięki temu wynik badania jest obiektywny, bowiem opisuje zachowanie gruntu in situ.

Wynik próbnego obciążenia jest globalną odpowiedzią gruntu na zadane obciążenie. Wskaźniki charakteryzujące grunt i parametry modelu tego gruntu można uzyskać rozwiązując zadanie odwrotne (patrz podrozdział 4.2). Jeżeli otrzymane rozwiązanie jest zadowalające, wówczas oznacza to, że został przyjęty odpowiedni model gruntu. W przeciwnym przypadku należy zmienić model gruntu na taki, który pozwoli uzyskać ściślejsze rozwiązanie zadania. Tym samym procedurze identyfikacji (estymacji) poddany zostaje również sam model gruntu.

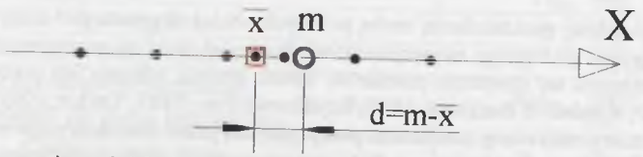
Tezą pracy jest pokazanie możliwości ustalania z próbnych obciążeń parametrów do obliczeń geotechnicznych dowolnymi modelami teoretycznymi oraz zobrazowanie odpowiedniej procedury postępowania.

Identyfikacja parametrów modeli gruntów (ich kalibrowanie), czyli optymalny dobór parametrów w opisujących ich zachowanie związkach „naprężenie-odkształcenie" jest problemem złożonym. Parametry modelu gruntu nie są stałe i wyraźnie zależą od bieżącego stanu oraz historii naprężenia lub odkształcenia, zmiennych wewnętrznych, czasu. Im mniej adekwatny, a więc w ogólności prostszy jest model, tym istotniejsze są te zależności. W efek-

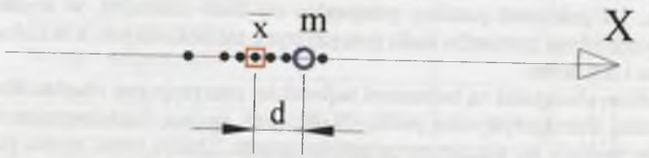
cie różnym ścieżkom obciążenia próbek gruntu w laboratorium i różnym programom jego badań in situ odpowiadają różne wartości parametrów wybranego modelu. Teoretyczne przewidywanie odpowiedzi gruntu na zadaną ścieżkę obciążenia, zasadniczo odbiegającą od tych, które wykorzystywane były do szacowania parametrów, może się wyraźnie rozbiegać z wynikami eksperymentu. Spektakularnych przykładów dostarczają prace Gudehusa i in. (1982) oraz Saada & Bianchini (1988). Próbne obciążenie, jako badanie symulujące konkretne zadanie, plasuje się w czołówce badań geotechnicznych w świecie i coraz wyraźniej w Polsce.



pomiary precyzyjne ale mało dokładne



pomiary dokładne ale mało precyzyjne



pomiary precyzyjne i dokładne

Rys. 1.1. Precyzja i dokładność pomiarów
Fig. 1.1. Precision and accuracy of measurement

Gryczmański (1995a) rozróżnia kalibrowanie lokalne i globalne. Kalibrowanie lokalne to identyfikacja parametrów modeli gruntu na podstawie elementarnych badań laboratoryjnych, najczęściej wykonywanych w aparatach trójosiowego ściskania. Specyfikuje ona grunt w otoczeniu wybranych punktów masywu gruntowego. Natomiast kalibracja globalna to szacowanie parametrów modelu na podstawie wyników polowych badań gruntu, ale również, a może przede wszystkim, na podstawie danych z monitoringu przemieszczeń rzeczywistych budowli geotechnicznych lub ich podłoża. Wyniki z monitoringu czy obserwacji budowli mogą jedynie służyć dla nowych obiektów jako porównanie, bo budowla już powstała i pracuje. Do projektowania służą przeważnie wyniki badań laboratoryjnych (Janbu, 1985).

Kalibrowanie globalne, jako jedyne badanie, w sposób naturalny uwzględnia ścieżki naprężenia w gruncie. Podejście alternatywne do tego postępowania wymaga złożonej i uciążliwej procedury, w ramach której należy:

- arbitralnie wybrać reprezentatywne punkty podłoża gruntowego,
- ustalić dla nich ścieżki naprężenia,
- pobrać próbki gruntu z miejsc odpowiadających wybranym punktom,
- przeprowadzić wyrafinowane badania trójosiowe,
- uogólnić (uśrednić) wyniki badań laboratoryjnych.

Tak więc technika nazwana kalibrowaniem globalnym daje uśrednioną odpowiedź z pominięciem wielu utrudnień wynikających z rozczłonkowania tego zadania na wiele zadań kalibrowania lokalnego.

Wartość otrzymanego rozwiązania, a więc możliwość przeniesienia go na inne przypadki, zależy tylko od techniki badania (adekwatności realizowanej ścieżki obciążenia) i od przyjętego modelu gruntu (w szczególności od tego, czy model uwzględnia historię obciążenia). Natomiast w żaden sposób nie zależy od proponowanego sposobu ujęcia zagadnienia.

W tym stanie rzeczy istotnego znaczenia nabierają próbne obciążenia, w których symuluje się warunki brzegowe i ścieżkę obciążenia gruntu. Procedury badawcze są prostsze niż w laboratorium i, co bardzo istotne, próbka gruntu nie tylko jest duża ale i nieodciążona oraz niezdeformowana. Ponadto otrzymane wyniki są ogólniejsze i mogą służyć praktyce inżynierskiej.

Identyfikacja parametryczna na podstawie wyników próbnego obciążenia, z matematycznego punktu widzenia, jest zagadnieniem optymalizacji. Najprostszą formą optymalizacji jest metoda heurystyczna. Metoda ta nie wyraża się eleganckim formalizmem matematycznym, ale za to pozwala, krok po kroku, śledzić przebieg procesu optymalizacji. Przy niewielkiej liczbie poszukiwań i krótkim czasie obliczeń nie powinna ona być lekceważona jako zbyt prosta. Poza tym sterowanie w metodzie heurystycznej opiera się na wiedzy geotechnicznej, co oznacza, że nie jest ona skazana wyłącznie na logikę matematyczną.

Funkcją celu, dla numerycznych poszukiwań optymalnego wektora parametrów modelu gruntu, jest minimum sumy kwadratów odchyleń zbioru dyskretnych wartości (punktów) zależności eksperymentalnej od rozwiązującej zadanie zależności teoretycznej. Notabene nie sposób znaleźć (poza bardzo elementarnymi przypadkami) analitycznego rozwiązania symulującego badanie polowe (zadanie obciążenie brzegu – osiadanie, przemieszczenie). Zmiennymi decyzyjnymi są parametry modelu gruntu.

Próbne obciążenie, zgodnie z semantyką tego terminu, oznacza, że badaniu poddajemy obiekt rzeczywisty (nie pomniejszony). W związku z tym zachodzi konieczność przyłożenia rzeczywistych obciążeń, które nierzadko są tak duże, że ich realizacja wiąże się z olbrzymimi kłopotami natury technicznej. Właśnie te kłopoty niejednokrotnie przesądzają o losie próbnych obciążeń.

Należy stwierdzić, że zmniejszanie skali badań prowadzi do zafałszowania obrazu rzeczywistości, natomiast zbliżanie się do skali naturalnej prowadzi do utrudnień technicznych związanych z realizacją obciążeń.

Wykorzystując technikę próbnego obciążenia, autor użył ich jako narzędzia do szacowania (identyfikacji) parametrów dowolnego modelu gruntu. Takie podejście do badań, które do tej pory służyły do wyznaczania modułu odkształcenia i/lub nośności podłoża gruntowego, zasługuje na uwagę. Według rozeznania autora, oprócz jego prac (Pieczyrak, 1993, 1994, 1995a, 1995b, 1997, 1998, 2000a, 2000c, 2000d), brak jest w literaturze opracowań na ten temat.

1.4. Cel pracy

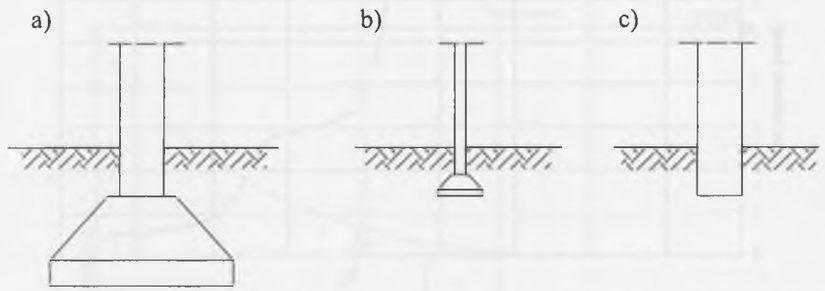
Wykorzystując wyniki badań próbnego obciążenia, jako cel pracy przyjęto określenie parametrów założonego modelu gruntu. Narzędziem do osiągnięcia celu jest analiza wsteczna globalnej odpowiedzi gruntu wyrażonej doświadczalnym związkiem q^E-s^E.

2. PRÓBNE OBCIĄŻENIA GRUNTU

2.1. Metoda próbnych obciążeń

W ramach badań polowych próbne obciążenia gruntu w stanie naturalnego zalegania pozwalają ustalić zależność między obciążeniem i odkształceniem. Ideą próbnych obciążeń jest symulowanie konkretnego zadania geotechnicznego (rys. 2.1) z zachowaniem warunków brzegowych i ścieżek naprężenia w gruncie. W niektórych działach geotechniki próbne obciążenia są obowiązkowe, np. pale. Stałymi elementami każdego zadania geotechnicznego są dane dotyczące:

- masywu gruntowego (z naziomem poziomym lub nachylonym),
- przyjętego fundamentu (stopa, ława, płyta, ściana oporowa, pal itp),
- warunków brzegowych,
- warunków obciążenia (zwykle obciążenie statyczne, przykładane stopniami lub realizowane metodą ciągłego obciążania ze stałą prędkością obciążenia CRL albo ze stałą prędkością odkształcenia CRS).



Rys. 2.1. Schemat ideowy próbnego obciążenia: a) obiekt; b) i c) modele
Fig. 2.1. Schematic diagram of trial load: a) object, b) & c) models

Próbnemu obciążeniu na ogół poddaje się grunt rzeczywisty (choć niekiedy spreparowany), rzadziej grunt modelowy. Natomiast ogólnie rozumiany fundament zwykle jest zmniejszony. Modelowanie fundamentu polega na jego pomniejszeniu i uproszczeniu do sztywnego stempla. Wyjątek stanowi próbne obciążenie pali, które polega na badaniu tychże w skali naturalnej (1:1).

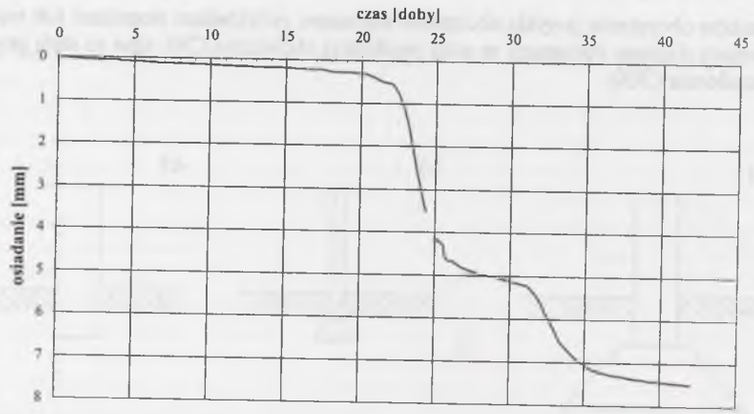
Przy dużych wymiarach modelu fundamentu próbne obciążenia prowadzi się in situ. Jeżeli wymiary modelu fundamentu są niewielkie, wówczas próbne obciążenia realizuje się w skrzyni badawczej niemal zawsze na gruncie modelowanym lub spreparowanym.

O ile wynik badania in situ pokazuje rzeczywistą reakcję konkretnego gruntu, o tyle badanie w skrzyni modelowej służy zwykle scharakteryzowaniu wpływu izolowanego czynnika, na przykład składu uziarnienia, stopnia zagęszczenia, stopnia plastyczności itp., na ogólne zachowanie materiału. Jest to klasyczna metoda badań naukowych, a jej podstawową zaletą, dzięki której stosuje się ją powszechnie do dzisiaj, jest minimalna liczba potrzebnych badań (Polański, 1978).

Obciążenie przykładane podczas próbnego obciążenia z reguły jest większe od wartości obciążeń przewidywanych dla obiektu rzeczywistego.

Istotną cechą próbnych obciążeń są regularnie przykładane stopnie obciążenia, przy czym czas utrzymywania kolejnego stopnia obciążenia jest krótszy (nierzadko dużo krótszy) od czasu obciążenia rzeczywistym fundamentem lub budowlą. Stosuje się również procedurę badań polegającą na utrzymywaniu stałego przyrostu prędkości osiadania (odkształcenia). W tym przypadku prędkość ta powinna być uzależniona od przepuszczalności gruntu i wymiarów płyty oraz tak dobrana, aby zapewnić w gruncie warunki bez odpływu.

Czas utrzymywania kolejnego stopnia obciążenia przyjmowany jest dowolnie. Jako kryterium przyjmuje się spadek prędkości osiadania do pewnej, arbitralnie przyjętej, wartości. Mimo że takie postępowanie jest powszechne, nie może być uznane za poprawne. Autor (Pieczyrak, 1998) badając w skrzyni modelowej pył obciążony sztywnym stemplem, obserwował gwałtowny przyrost osiadań po długotrwałym okresie „uspokojonej" konsolidacji (rys. 2.2).



Rys. 2.2. Krzywa konsolidacji pyłu badanego w skrzyni modelowej (Pieczyrak, 1998)
Fig. 2.2. Curve of the silt tested in a model box (Pieczyrak, 1998)

Tak więc każde próbne obciążenie, nawet w przypadku obiektu nie pomniejszonego (co ma miejsce w przypadku próbnego obciążenia pali), jest badaniem modelowym. Można więc powiedzieć, że próbne obciążenie jest takim badaniem modelowym, w którym czas badań jest ograniczony do racjonalnego minimum.

Przystępując do realizacji próbnego obciążenia należy przeanalizować trzy zagadnienia, dotyczące:

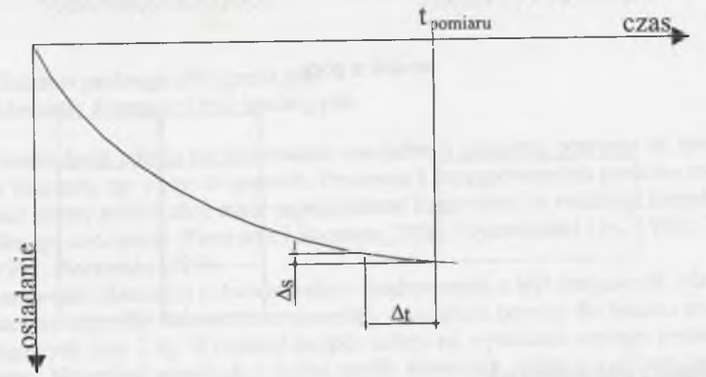
- skali fundamentu (obiektu),
- zakresu i stopni obciążenia,
- reżimu czasowego utrzymywania kolejnych stopni obciążenia lub prędkości przemieszczenia.

Najczęściej w próbnych obciążeniach stosuje się pomniejszony model obiektu rzeczywistego pomimo dążenia do badań w dużej skali, możliwie bliskiej skali naturalnej (Zadroga, 1983). W przypadku próbnego obciążenia pali (poza eksperymentami laboratoryjnymi o charakterze naukowym) na ogół badamy rzeczywisty pal, a nie jego mniej lub bardziej adekwatny model.

Zakres obciążenia, realizowanego w próbnym obciążeniu, z reguły z dużym nadmiarem pokrywa wartość spodziewanego obciążenia obiektem rzeczywistym. Celem badania, nie zawsze zresztą uzyskiwanym, jest osiągnięcie granicznego stanu nośności podłoża gruntowego. Do stanu takiego dochodzimy wieloetapowo poprzez sukcesywne przykładanie kolejnych stopni obciążenia. Jeżeli stopnie te mogą symulować etapy obciążenia rzeczywistego, to w taki właśnie sposób ustala się krok obciążenia. W przypadku przeciwnym szacuje się nośność podłoża q_{gr}, a następnie jako stopień obciążenia przyjmuje się wartość:

$$\Delta q = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}\right) q_{gr} \qquad (2.1)$$

Czas utrzymywania kolejnych stopni obciążenia lub prędkość przemieszczenia są całkowicie modelowane. Przyjmuje się zasadę utrzymywania danego stopnia obciążenia do osiągnięcia umownej konsolidacji (rys. 2.3).



Rys. 2.3. Czas umownej konsolidacji uznany jako $t_{pomiaru}$
Fig. 2.3. Time of conventional consolidation recongnised as $t_{measurement}$

Praktyczną miarą jest warunek:

$$\dot{s} \le A \qquad (2.2)$$

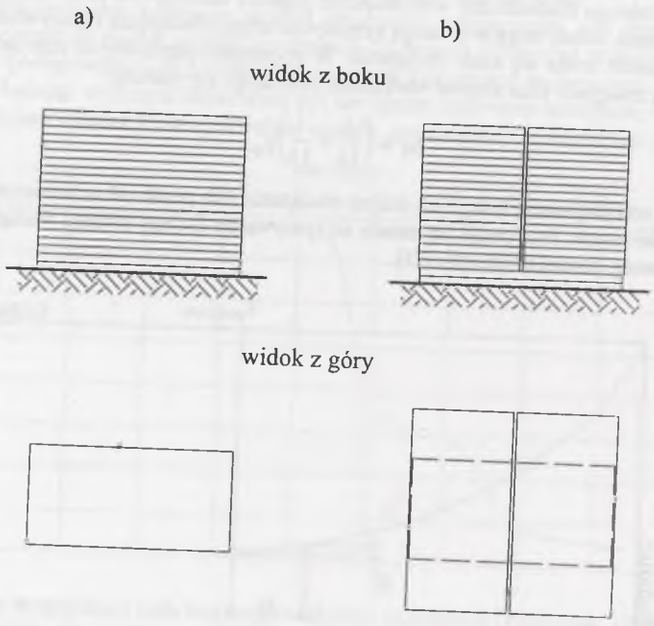
ustalany dla arbitralnie przyjętej jednostki czasu Δt np $\Delta t = 2 godz.$

Istotnym elementem próbnych obciążeń jest sposób wykonania obciążenia. Wyróżnia się dwa podstawowe sposoby:

1- balast swobodnie przykładany do fundamentu lub jego modelu,

2- obciążenie z podnośnika opartego o specjalną konstrukcję oporową.

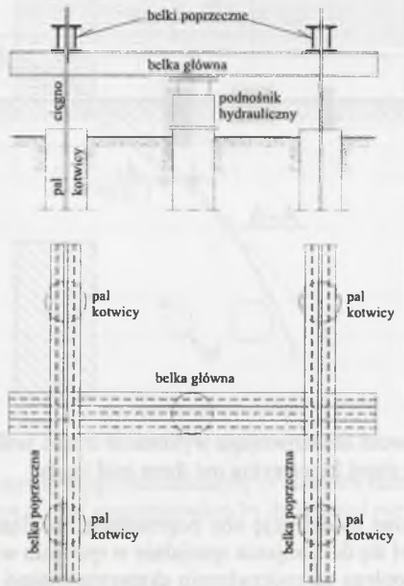
Pierwszy sposób stosujemy wówczas, gdy mamy zrealizować niewielkie obciążenia. Na przykład stos utworzony z płyt drogowych (rys. 2.4a), przy jego wysokości H=3 m, daje nacisk wynoszący około p=70 kPa. Ciężar takiego stosu jest niewielki, wynosi bowiem około P=170 kN (17 warstw płyt 2,5×1,0×0,18 m; ciężar 1 płyty wynosi około 10 kN). Jeżeli na pierwszej płycie, w jej poprzek, ułożyć dwa stosy płyt (rys. 2.4b), to podane wartości można zwiększyć dwukrotnie. Jednakże nawet ten zwiększony nacisk (p=140 kPa) dalej jest niewielki, natomiast pojawia się groźba utraty stateczności podwójnego stosu luźno ułożonych płyt drogowych.



Rys. 2.4. Balast z płyt drogowych
Fig. 2.4. Ballast of the pavement slabs

Drugi sposób, polegający na wykorzystaniu podnośnika opartego o specjalną konstrukcję oporową, stosujemy wówczas, gdy zachodzi potrzeba zrealizowania znacznego obciążenia. Wyróżniamy w tym przypadku trzy możliwości kotwienia.

Wariant pierwszy polega na zakotwieniu w gruncie belki lub układu belkowego stanowiącego przeciwwagę dla podnośnika hydraulicznego. Zwykle konstrukcja oporowa kotwiona jest do zbrojenia czterech (niekiedy do dwóch) pali. Ten sposób już od dawna (Mazurkiewicz, 1966) znajduje powszechne zastosowanie przy realizacji próbnych obciążeń pali (rys. 2.5).



Rys. 2.5. Schemat próbnego obciążenia pali
Fig 2.5. Schematic diagram of trial loading pile

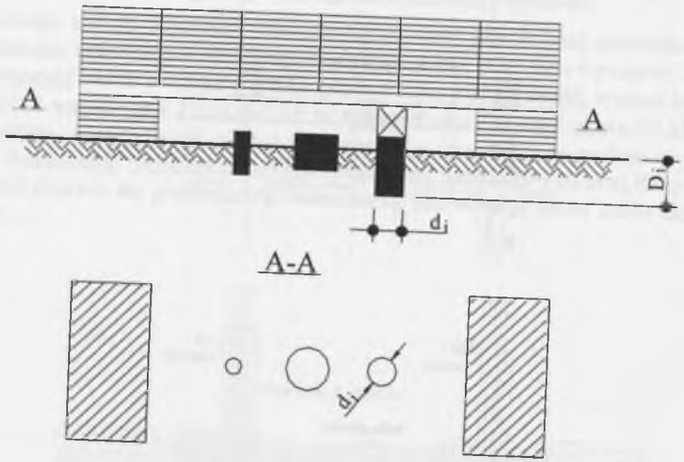
Wariant drugi polega na zbudowaniu specjalnego pomostu, opartego na gruncie i obciążonego balastem, np. z płyt drogowych. Ponieważ z przygotowaniem pomostu związane są uciążliwości natury technicznej, autor zaprojektował stanowisko do realizacji kompleksowych badań próbnego obciążenia (Pieczyrak i Soczawa, 1986; Gryczmański i in., 1990; Gryczmański i in., 1993; Pieczyrak, 1997).

Stanowisko składa się z dwóch podpór zbudowanych z płyt drogowych. Na tych podporach ułożone są profile stalowe (dwuteowniki), stanowiące pomost dla balastu utworzonego z płyt drogowych (rys. 2.6). Wysokość podpór zależy od wysokości użytego podnośnika hydraulicznego. Natomiast wysokość i liczba profili stalowych zależą od ciężaru balastu, wymaganego dla zrealizowania próbnego obciążenia.

Stanowisko umożliwia realizację trzech próbnych obciążeń przy zastosowaniu płyt (stempli) na przykład o średnicy:

d_1=0,564 m A_1=0,25 m^2,
d_2=0,798 m A_2=0,50 m^2,
d_3=1,128 m A_3=1,00 m^2.

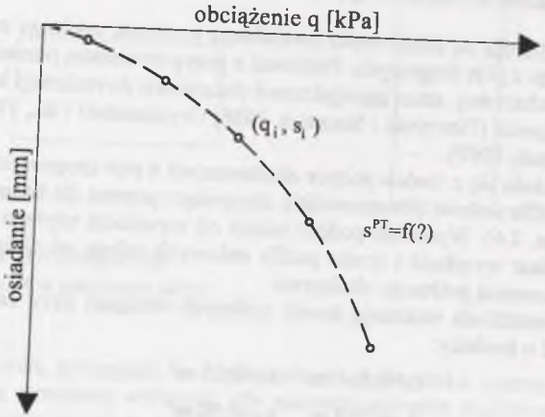
Stemple mogą być posadowione na różnych głębokościach: D_I, D_{II} i D_{III}. W efekcie badania przeprowadzone na jednym stanowisku pozwalają ocenić wpływ średnicy i głębokości posadowienia stempla na wartość nośności i sztywności podłoża gruntowego.



Rys. 2.6. Stanowisko badawcze umożliwiające wykonanie trzech próbnych obciążeń
Fig. 2.6. Scheme of testing stand for carrying out three trial loads

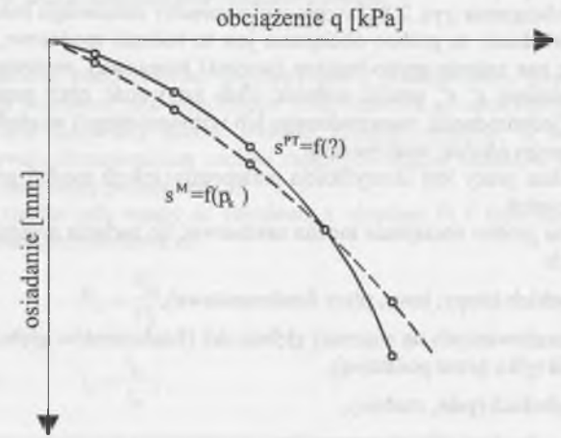
Wariant trzeci stanowi kombinację obu poprzednich rozwiązań, tj. obciążony pomost balastowy dodatkowo kotwi się do zbrojenia specjalnie w tym celu wykonanych pali.

Próbne obciążenie polega na sporządzeniu eksperymentalnej zależności q^E-s^E i na tej podstawie określenie nośności oraz sztywności podłoża gruntowego (rys. 2.7).

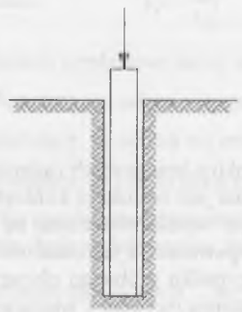


Rys. 2.7. Krzywa eksperymentalna q^E-s^E
Fig. 2.7. Experimental curve q^E-s^E

Nic jednak nie stoi na przeszkodzie, aby na podstawie wyników próbnego obciążenia wyrażonych eksperymentalną zależnością q^E-s^E ustalić parametry modelu gruntu. W tym celu niezbędne jest zastosowanie analizy wstecznej wyników próbnego obciążenia (Gioda, 1985, Hisatake, 1985, Gens i in., 1996, Ledesma i in., 1996, Pieczyrak, 1995a). Mając ustaloną zależność eksperymentalną q^E-s^E poszukujemy takiej zależności teoretycznej q^T-s^T, która na danym poziomie dokładności aproksymowałaby ją możliwie wiernie (rys. 2.8).



Rys. 2.8. Aproksymacja krzywej eksperymentalnej q^E-s^E krzywą teoretyczną q^T-s^T
Fig. 2.8. Experimental curve $q^E - s^E$ approximation by theoretical curve q^T - s^T



Rys. 2.9. Wgłębne obciążenie stemplem
Fig. 2.9. Deep-seated load by „column" punch

W praktyce rozróżnia się fundamenty wgłębne i fundamenty głębokie. Różnica pomiędzy nimi tkwi w tym, że w przypadku fundamentów wgłębnych obciążenie przekazywane jest tylko przez podstawę, natomiast fundamenty głębokie przekazują obciążenia na grunt zarówno przez podstawę, jak i przez pobocznicę.

Ten typ badań jest niezwykle przydatny wówczas, gdy zachodzi potrzeba oceny nowości i/lub sztywności nasypów zbudowanych z grubookruchowych gruntów antropogenicznych. Sukcesywnie pogłębiając otwór, można na kolejnych jego poziomach wykonywać badanie płytą. Zestaw, posiadany przez Katedrę Geotechniki Politechniki Śląskiej w Gliwicach, składa się z płyty o średnicy d=0,3 m (a więc takiej, jaką posiada płyta naciskowa typu VSS stosowana w drogownictwie) i wieloczłonowej, skręcanej na śruby, kolumny rurowej. Badania płytą można prowadzić od poziomu terenu do głębokości 7,0 m, w odstępach 0,5 m lub 1,0 m.

W istocie swej próbne obciążenie jest, dla danych warunków brzegowych, badaniem zachowania się gruntu. Badanie to może odnosić się do naturalnego gruntu jednorodnego, uwarstwionego lub wzmocnionego, ewentualnie do gruntu modelowego utworzonego z kulek lub wałków, np. typu Schneebeliego (Schneebeli, 1957; Biarez, 1962).

Bezpośrednim wynikiem próbnego obciążenia jest eksperymentalna krzywa q^E-s^E (rys. 2.7). Klasyczna interpretacja krzywej q^E-s^E pozwala określić q_{gr} i E. Niekonwencjonalna interpretacja krzywej eksperymentalnej q^E-s^E umożliwia, przy zastosowaniu analizy wstecznej wyników próbnego obciążenia (rys. 2.8), wyznaczyć parametry założonego modelu gruntu p_k.

Możemy powiedzieć, że próbne obciążenie jest to badanie modelowe, w którym symulując interesujące nas zadanie geotechniczne (warunki brzegowe), możemy na podstawie krzywej eksperymentalnej q^E-s^E ustalić nośność i/lub sztywność oraz parametry modelu gruntu naturalnego (jednorodnego, uwarstwionego lub wzmocnionego) względnie gruntu modelowego (zbudowanego z kulek, wałków itp.).

Głównym celem pracy jest identyfikacja parametrów trzech modeli gruntów na podstawie próbnych obciążeń.

Zauważmy, że próbne obciążenie można zastosować do badania następujących zagadnień geotechnicznych:

1 - fundamentów płytkich (stopy, ławy, płyty fundamentowe),

2 - fundamentów posadowionych na znacznej głębokości (fundamentów głębokich przekazujących obciążenia tylko przez podstawę),

3 - fundamentów głębokich (pale, studnie),

4 - fundamentów posadowionych w dnie morskim,

5 - kolumn kamiennych (pojedynczych i grupowych),

6 - ścian szczelinowych,

7 – ścian oporowych.

2.2. Efekt skali

Odpowiedź gruntu bardzo wyraźnie zależy od warunków brzegowych zadania oraz od wymiarów geometrycznych posadowienia. Próbne obciążenie jest realizacją konkretnego zadania geotechnicznego w pomniejszonej skali. Tym samym wyniki obarczone są systematyczną niepewnością pomiarową. Ttrzeba stwierdzić, że niepewność ta jest znacznie większa w badaniach modelowych niż w badaniach in situ. W przypadku próbnego obciążenia pali niepewność systematyczna jest zminimalizowana, jednak istnieje (wynika z większego tempa przykładania obciążenia podczas badania niż w obiekcie).

Źródłem systematycznej niepewności pomiarowej jest efekt skali, jaki pojawia się, gdy chcemy uwzględnić podobieństwo mechaniczne między prototypem P i jego pomniejszonym modelem M - podobnymi geometrycznie i utworzonymi z tego samego materiału.

Dla dowolnego materiału podobieństwo nie jest możliwe, jeżeli weźmie się pod uwagę siły ciężkości i siły bezwładności. Prawa podobieństwa fizycznego (jak zresztą większość praw fizycznych) są na ogół prawami przybliżonymi, które mogą być ustalone tylko pod warunkiem pominięcia pewnych czynników drugorzędnych (Chang & Keisler, 1977, Grabczyński, 1977, Hettler & Gudehus, 1985, Müller i Wilk, 1997, Podsiadło, 1967, Siedow, 1968, Weber, 1975). Pouczające przykłady upoważniają Hossdorfa (1975) do stwierdzenia, że tworzenie zmniejszonych układów geometrycznie podobnych jest sprzeczne z naturą, gdyż mało naturalna jest geometryczna afiniczność postaci zjawisk w różnych skalach.

2.3. Zasady podobieństwa modelowego

Wyróżniamy podobieństwo geometryczne i podobieństwo fizyczne, przy czym, to ostatnie można traktować jako uogólnienie podobieństwa geometrycznego. Natomiast podobieństwem czasu nazywamy stałość wartości stosunku czasów, w których homologiczne punkty przebywają homologiczne odcinki dróg. Powiązanie modelu z prototypem następuje poprzez tak zwaną skalę podobieństwa.

W przypadku gdy mamy do czynienia z układem FLT (siła, długość, czas), podstawowymi skalami podobieństwa są:

skala sił $$P_V = \frac{P_M}{P_P} \tag{2.3}$$

skala długości $$l_V = \frac{l_M}{l_P}, \tag{2.4}$$

którą inaczej nazywamy podobieństwem geometrycznym. Stąd

skala odkształceń $$\varepsilon_V = \frac{\varepsilon_M}{\varepsilon_P} \tag{2.4a}$$

skala czasu $$t_V = \frac{t_M}{t_P}, \tag{2.5}$$

gdzie zawsze symbolowi danej wielkości przypisuje się indeks:

M - wskazujący, że odnosi się ona do modelu,

P - wskazujący, że odnosi się ona do prototypu (obiektu, przedmiotu),

V - wskazujący, że jest to skala podobieństwa tej wielkości.

Za pomocą podstawowych skal podobieństwa (zwanych też simpleksami) wyraża się pochodne skale podobieństwa. Wielkości tych jest bardzo dużo. Ważniejsze z nich to:

podobieństwo powierzchni $A_V = l_V^2$,

podobieństwo objętości $V_V = l_V^3$,

podobieństwo prędkości $v_V = l_V \cdot t_V^{-1}$,

podobieństwo naprężeń $\sigma_V = P_V \cdot l_V^{-2}$.

W celu zachowania w badaniach podobieństwa fizycznego należy uwzględnić charakterystyki materiałowe, które w fizycznym układzie jednostek odpowiadają stałym fizycznym. Najczęściej będą to skale charakterystyk materiałowych (lub krócej skale materiałowe), takich jak: gęstość, ciężar objętościowy, moduł sprężystości podłużnej itp. (ρ_V, γ_V, E_V).

Współczynnik Poissona, jako wielkość bezwymiarowa, sama stanowi kryterium podobieństwa. Zatem, w celu spełnienia warunków podobieństwa, musi być identyczna w modelu i obiekcie, czyli $\nu_V=1$.

Jeśli chce się zachować ścisłe podobieństwo fizyczne, to skale wszelkich bezwymiarowych wielkości fizycznych (simpleksy) muszą być równe jedności.

Teoria podobieństwa modelowego stoi na stanowisku, że wybierając ten sam materiał dla modelu i obiektu, i stawiając warunek $\varepsilon_V=1$, zjawisko należy badać przy skali długości $l_V=1$ (czyli w skali naturalnej).

Byrski i Gryczmański (1980), posługując się uniwersalną metodą analizy wymiarowej, wykazali, że stosunkowo łatwo można zrealizować warunki podobieństwa modelowego dla układu „fundament sztywny - podłoże niespoiste" i nieco trudniej dla układu „fundament sztywny - podłoże spoiste". Dodatkowe komplikacje pojawiają się w przypadku fundamentów odkształcalnych.

Przykładowo, aby w zgodzie z warunkami podobieństwa modelowego zastąpić prototyp fundamentu żelbetowego (o określonej geometrii i wymiarach oraz właściwych dla tego materiału parametrach) modelem o tej samej geometrii, ale o zmienionych wymiarach, musielibyśmy uformować go ze zmodyfikowanego materiału. Niekiedy uzyskanie takiego materiału mogłoby okazać się bardzo trudne. Jednakże, gdyby udało się pokonać tę trudność, to staniemy wobec problemu istotnej zmiany ilościowej zachowania się gruntu. Z kolei należałoby modelować grunt. Nie jest to możliwe, bowiem nieznane są parametry gruntu (gdyby były znane, to próbne obciążenie nie byłoby już potrzebne). Gdyby i tę trudność udało się przezwyciężyć, to wynik badania modelowego stanowiłby opis sztucznego homogenicznego tworu, pozbawionego stochastycznej natury gruntu i właściwej mu specyfiki.

Zatem próbne obciążenie gruntu nigdy nie będzie mogło całkowicie spełnić warunków podobieństwa modelowego.

Jak się wydaje, drogą wyjścia może być badanie wpływu efektu skali. Natomiast samo próbne obciążenie powinno być realizowane w możliwie największej, racjonalnie uzasadnionej skali.

Znamienny jest fakt, że zaufanie budzą te badania modelowe, które wykonane zostały w skali naturalnej lub półtechnicznej. Norma europejska EURCODE 7 stoi na stanowisku, że wyniki próbnych obciążeń płytą (PLT) mogą być bezpośrednio wykorzystane w projektowaniu tylko wtedy, gdy wymiar płyty jest taki sam, jak wymiar fundamentu. Wyniki badań płytą o mniejszej szerokości niż projektowany fundament można ekstrapolować jedynie wtedy, gdy istnieje jednorodna warstwa gruntu do głębokości równej dwóm szerokościom fundamentu. Podobnie ostrożne zalecenia dotyczą próbnych obciążeń pali o bardzo dużej średnicy. Tutaj norma europejska EURCODE 7 uważa, że wprawdzie przeprowadzanie próbnego obciążenia pali o pełnych wymiarach jest często nieuzasadnione, ale jednocześnie norma ta nakazuje, aby stosunek średnicy pala próbnego do pala pracującego nie był mniejszy od 0,5.

Złożoną naturę gruntu upraszczamy do modelu teoretycznego. Parametry tego modelu charakteryzują grunt rzeczywisty. Specyfika gruntu, między innymi, polega na tym, że trudno go opisać jednym jednoznacznym modelem. W zależności od rozwiązywanego zadania geotechnicznego dobieramy najbardziej adekwatny model. Tak więc, próbne obciążenia możemy interpretować przyjmując różne modele gruntu, aczkolwiek grunt może pozostawać ten sam.

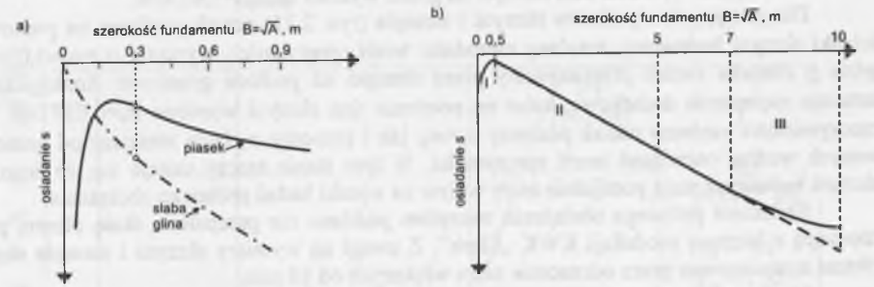
Poddając grunt próbnemu obciążeniu nie modelujemy gruntu, lecz tylko fundament. Są jednak sytuacje, kiedy modyfikujemy grunt. Ta sytuacja zachodzi wówczas, gdy eksperymentom w skrzyni badawczej poddajemy grunt gruboziarnisty (np. odpady górnictwa węgla kamiennego). Wówczas preparujemy ten grunt przez odrzucenie ziarn większych od pewnego arbitralnie przyjętego wymiaru.

Ten specyficzny aspekt próbnych obciążeń gruntu powoduje, że w miarę, jak maleje skala długości l_V, wymiar długości modelu zbliża się do wymiaru ziarna. Jak wynika z badań Bałachowskiego (1997), przeprowadzonych w wirówce geotechnicznej, wpływ tego efektu skali okazał się niewielki przy średnicy modelu przekraczającej 150 średnic ziaren i pomijalny, gdy średnica modelu przekroczy 200 średnic ziaren. Wpływ skali, w przypadku grubookruchowych odpadów antropogenicznych, powszechnie występujących na terenie Górnego Śląska, odgrywa istotną rolę.

Generalnie zachowanie warunków podobieństwa modelowego w geotechnicznych badaniach modelowych jest tym trudniejsze, im model jest mniejszy. Przechodząc od skali naturalnej do skali pomniejszonej zmieniamy charakter wyników badań z ilościowego na jakościowy.

Godne zwrócenia uwagi jest spostrzeżenie wielu badaczy, że analizy badań w skali naturalnej i w skali zmniejszonej, z uwzględnieniem zasad analizy wymiarowej, pozwalają stwierdzić wystarczającą zbieżność wyników w skalach geometrycznych większych od 1:10, przy zachowaniu naturalnego uziarnienia gruntu, sztywności modelu i warunków geometrycznych.

Na efekt skali w fundamentowaniu wskazują wyniki badań wpływu szerokości fundamentu kwadratowego na jego osiadanie, jakie prowadzili między innymi Kögler (1933), Press (Cytowicz, 1958), Polszin (1937) (rys. 2.10).



Rys. 2.10. Relacja między szerokością fundamentu $B=\sqrt{A}$ a jego osiadaniem s dla q=const: a) Terzaghi & Peck, 1967 (za: Kögler, 1933); b) Tsytovich, 1976

Fig. 2.10. Relation between he foundation with $B=\sqrt{A}$ and its settlements s for q=const: a) Terzaghi & Peck, 1967, (after Kögler, 1933); b) Tsytovich, 1976

2.4. Zasady i przykłady modelowania wykorzystane w pracy

2.4.1. Uwagi wstępne

Badania modelowe w zmniejszonej skali mają swoją ustaloną pozycję w geotechnice. Pozwoliły one stworzyć podstawy wymiarowania fundamentów na graniczny stan nośności podłoża.

Próbne obciążenia w skali modelowej stanowią ważne przedpole badań terenowych in situ. Badania te umożliwiają obserwowanie różnych zjawisk (możliwość śledzenia wpływu różnych czynników), których nie można badać w naturze (Bolt, 1998; Hanna & Adams, 1968, Hillier, 1992, Soderman i in., 1968, Zadroga, 2000, Zadroga & Kurałowicz, 1996; Zadroga & Buca, 2001, Zawisza, 1987). Jednakże w badaniach tych skażenie efektem skali jest bardzo istotne. Otrzymane wyniki mają głównie charakter jakościowy. Poniżej przytacza się przykład, gdzie oprócz efektu skali zachodzi również deformacja wywołana spreparowaniem gruntu przez odrzucenie ziarn większych od 10 mm (naturalne spektrum uziarnienia zawierało się od 0 do 320 mm; rys. 2.12).

2.4.2. Próbne obciążenie fundamentu kołowego

A) Badania na nie przepalonej skale płonnej

Autor w zaprojektowanej przez siebie skrzyni do badań modelowych (Pieczyrak, 1995a), pokazanej na rys. 2.11, przeprowadził próbne obciążenie fundamentu kołowego o średnicy d=0,11 m.

W skrzyni o wysokości 415 mm i przekroju 600×600 mm centralnie umieszczony był stempel wykonany z rury stalowej o średnicy d=112,84 mm (i grubości ścianki g=3,2 mm). Do rury przyspawano denka, również o grubości 3,2 mm. Wysokość stempla wynosiła h=130 mm. Stempel zagłębiono w badanym gruncie na głębokość $D_{stempla}$=60 mm.

Nacisk, jaki wywierał sam stempel na grunt, wynosił $q_{stempla}$=1,62 kPa.

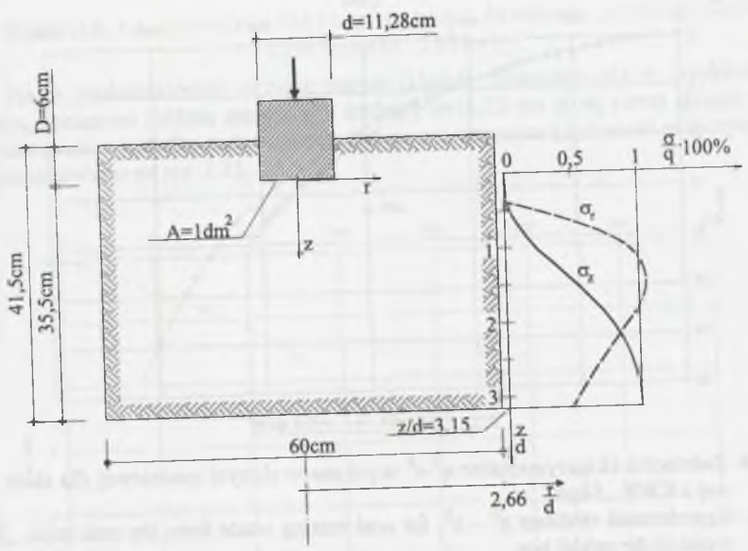
Dla przyjętych wymiarów skrzyni i stempla (rys. 2.11) nacisk poziomy na pionowe ścianki skrzyni badawczej, ustalony metodami teorii sprężystości, wyniesie $\sigma_x=\sigma_y\approx 0{,}01\times p$, gdzie p oznacza nacisk przekazywany przez stempel na podłoże gruntowe. Analogicznie ustalono naprężenie dodatkowe, które na poziomie dna skrzyni wyniesie $\sigma_z=0{,}0377\times p$. W rzeczywistości zarówno nacisk poziomy $\sigma_x=\sigma_y$, jak i pionowy σ_z będą mniejsze od oszacowanych według rozwiązań teorii sprężystości. W tym stanie rzeczy uznaje się, że ścianki skrzyni badawczej mają pomijalnie mały wpływ na wyniki badań próbnego obciążenia.

Badaniom próbnego obciążenia stemplem poddano nie przepaloną skałę płonną pochodzącą z bieżącej produkcji KWK „Śląsk". Z uwagi na wymiary skrzyni i stempla skałę płonną spreparowano przez odrzucenie ziarn większych od 10 mm.

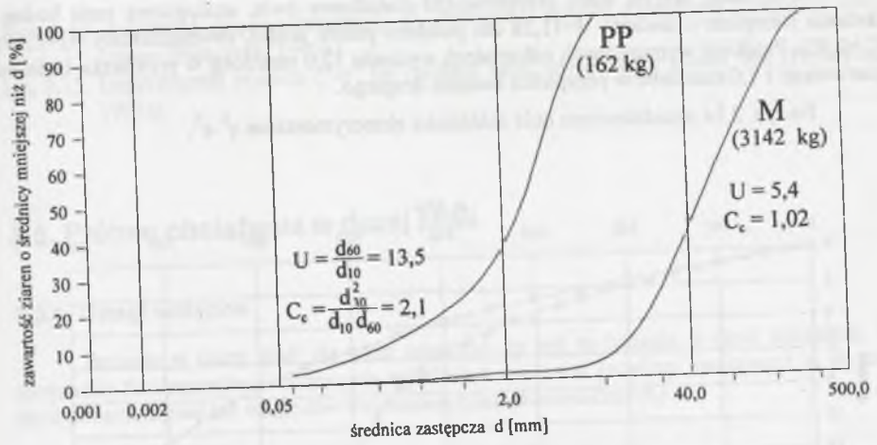
Liczbowe charakterystyki uziarnienia, wyrażone za pomocą wskaźnika różnoziarnistości U i wskaźnika krzywizny C_c, ustalone dla próby podstawowej (matki) i dla próby spreparowanej, są następujące:

U= 5,4	C_c=1,02	próba podstawowa	(masa próby 3142 kg);
U=13,5	C_c=2,10	próba spreparowana	(masa próby 162 kg).

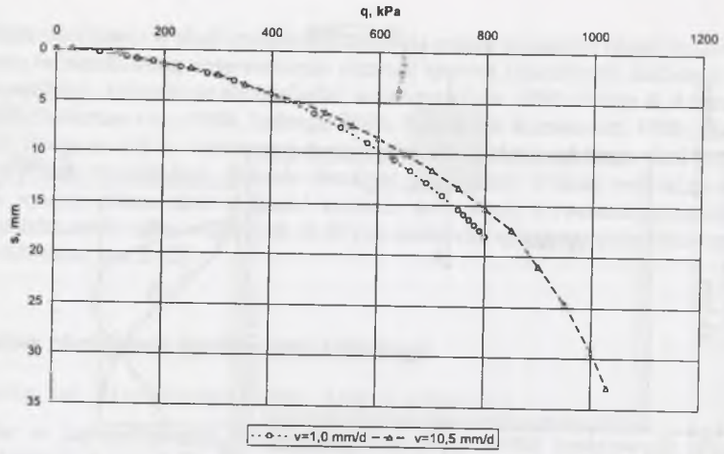
Skład uziarnienia próby podstawowej (M) i próby spreparowanej (PP) pokazano na rys. 2.12. Natomiast na rys. 2.13 przedstawiono dwie zależności eksperymentalne q^E-s^E uzyskane z badań przeprowadzonych metodą stałej prędkości odkształcenia (C.R.S. = Constant Rate of Strain). Jedno badanie wykonano z prędkością 10,5 mm/dobę, a drugie z prędkością 1,0 mm/dobę.



Rys. 2.11. Skrzynia do badań modelowych (Pieczyrak, 1995a)
Fig. 2.11. A box for the model tests (Pieczyrak, 1995a)



Rys. 2.12. Uziarnienie nie przepalonej skały płonnej z KWK „Śląsk"
Fig. 2.12. Grain-size distribution of unburnt coal mining waste from the coal mine „Śląsk"



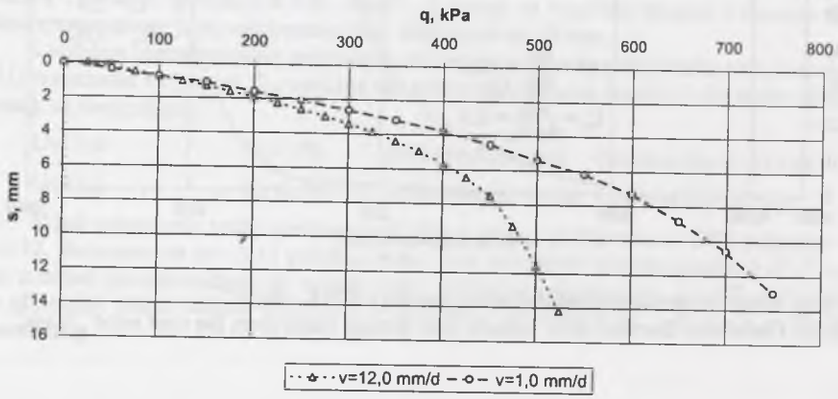
Rys. 2.13. Zależności eksperymentalne q^E-s^E uzyskana w skrzyni modelowej dla skały płonnej z KWK „Śląsk"

Fig. 2.13. Experimental relations $q^E - s^E$ for coal mining waste from the coal mine „Śląsk" tested in the model box

B) Badania na równoziarnistym piasku średnim, U=2,58; C_c=0,93

W opisanej skrzyni autor przeprowadził dodatkowe dwie, analogiczne serie badań. Badaniu stemplem o średnicy d=11,28 cm poddano piasek średni, równoziarnisty (U=2,58; C_c=0,93). Prędkość wymuszonych odkształceń wynosiła 12,0 mm/dobę w przypadku badania pierwszego i 1,0 mm/dobę w przypadku badania drugiego.

Na rys. 2.14 przedstawiono obie zależności eksperymentalne q^E-s^E.

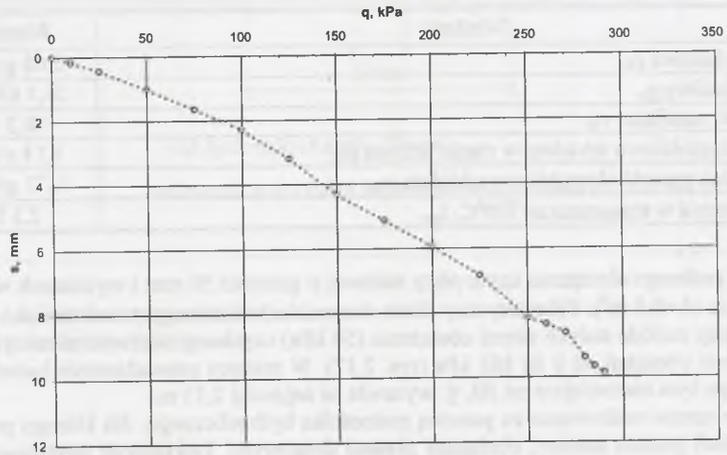


Rys. 2.14. Zależności eksperymentalne q^E-s^E uzyskane w skrzyni modelowej dla piasku średniego

Fig. 2.14. Experimental relations q^E–s^E for medium sand tested in the model box

C) Badanie na równoziarnistym piasku średnim, U=3,3; C_c=1,8 (Pieczyrak, 1995a)

Piasek średnioziarnisty, o nieco innym składzie uziarnienia niż w przykładzie poprzednim, obciążono próbnie stemplem o średnicy d=11,28 cm w tej samej skrzyni badawczej. Zastosowano technikę stałych stopni obciążenia. Otrzymaną zależność eksperymentalną q^E-s^E przedstawiono na rys. 2.15.



Rys. 2.15. Zależność eksperymentalna q^E-s^E uzyskana w skrzyni modelowej dla piasku średniego (Pieczyrak, 1995a)

Fig 2.15. Experimental relation q^E-s^E for medium sand tested in the model box (Pieczyrak, 1995a)

2.5. Próbne obciążenia w dużej skali

2.5.1. Uwagi wstępne

Badanie w dużej skali nie musi oznaczać, że jest to badanie w skali naturalnej. W przypadku fundamentów o znacznych wymiarach zmuszeni jesteśmy zmniejszyć je do tzw. skali półtechnicznej (ze względów technicznych lub ekonomicznych).

2.5.2. Próbne obciążenie fundamentów powierzchniowych

Próbnemu obciążeniu stemplem 0,71×0,71 m poddano nasyp metodycznie zbudowany z przepalonej skały płonnej (Bela i in., 1980).

Na terenie projektowanej fabryki domów w Bytomiu wykonano nasyp budowlany z przepalonej skały płonnej pochodzącej z produkcji KWK „Rozbark". Nasyp budowano warstwami o grubości 0,2÷0,3 m. Każdą warstwę zagęszczano, przejeżdżając po niej wielokrotnie walcami statycznymi i dynamicznymi. Miąższość nasypu dochodziła do 7 m.

Skład granulometryczny skały płonnej użytej do budowy nasypu mieścił się w przedziale od 0÷150 mm i odpowiadał żwirom dobrze uziarnionym (U=82,1 i C_c=1,4). Pozostałe charakterystyki materiałowe ustalone w laboratorium zestawiono w tablicy 2.1.

Tablica 2.1

Przepalona skała płonna ze zwałowiska KWK „Rozbark"

Wielkość	Wartość
Gęstość właściwa ρ_s	2,68 g/cm^3
Ciężar właściwy γ_s	26,3 kN/m^3
Wilgotność naturalna w_n	10,2 %
Gęstość objętościowa szkieletu w stanie luźnym ρ_{dl}	1,14 g/cm^3
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu ρ_{ds}	1,71 g/cm^3
Straty prażenia w temperaturze 700°C, I_{om}	2,3 %

Do próbnego obciążenia użyto płyty stalowej o grubości 50 mm i wymiarach w rzucie 0,71×0,71 m (A=0,5 m^2). Schematyczny obraz stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 2.16. Stosując metodę stałych stopni obciążenia (50 kPa) uzyskano zależność eksperymentalną w zakresie obciążeń od 0 do 863 kPa (rys. 2.17). W miejscu prowadzonych badań miąższość nasypu była nie mniejsza od 3B, tj. wynosiła co najmniej 2,13 m.

Obciążenie realizowano za pomocą podnośnika hydraulicznego, dla którego przeciwwagę stanowił pomost stalowy, obciążony płytami drogowymi. Dokładność rejestrowanej siły, dzięki zastosowaniu mostka Wheatstone'a, była bardzo duża.

Osiadanie stempla rejestrowano za pomocą czterech czujników zegarowych, umożliwiających odczyt z dokładnością 0,01 mm.

Stosując współczynnik podatności podłoża (modulus of subgrade reaction), czyli stosunek pomiędzy zmianą naprężenia pionowego, wywieranego na sztywną płytę, a odpowiadającą jej zmianom pionowego osiadania płyty

$$K=\frac{\Delta p}{\Delta s}, \tag{2.6}$$

odpowiednio dla gałęzi obciążenia pierwotnego K' i wtórnego K'' oraz stosując wzory:

$$E_{os}=K'\cdot\omega\cdot B, \tag{2.7a}$$

$$E_s=K''\cdot\omega\cdot B, \tag{2.7b}$$

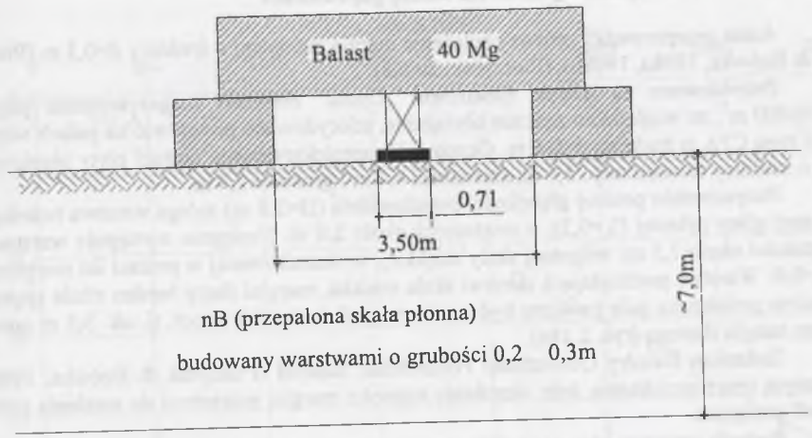
$$E_o=(1-\nu^2)\,E_{os}, \tag{2.8a}$$

$$E=(1-\nu^2)\,E_s \tag{2.8b}$$

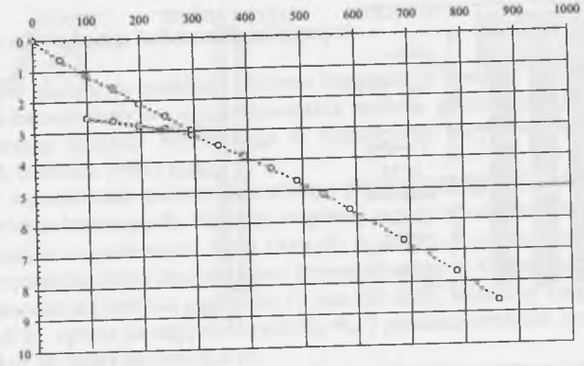
i zakładając ν=0,3 oraz przyjmując ω=0,79, otrzymano dla przedziału obciążeń q=0-863 Pa następujące wartości:

- modułów podatności pierwotnej i wtórnej E_{os}=58,5 MPa E_s=185,8 Mpa,
- modułów odkształcenia ogólnego i sprężystego E_o= 53,2 MPa E= 169,1 MPa.

Powyższe wartości wyznaczono na podstawie współrzędnych punktów wykresu rozproszonego podanych w pracy (Bela i in., 1980). Różnią się one nieco od ustaleń tam zawartych.



Rys. 2.16. Schemat stanowiska badawczego
Fig 2.16. Scheme of testing sand



Rys. 2.17. Zależność eksperymentalna q^E-s^E dla przepalonej skały płonnej (Bela i in., 1980)
Fig. 2.17. Experimental relation $q^E - s^E$ for burnt coal mining waste (Bela et al., 1980)

Przykład ten jest ciekawy z dwóch powodów. Po pierwsze występuje w nim znacząca miąższość gruntu jednorodnego (z≥3B), a po drugie uzyskano stosunkowo wysokie, jak na skałę płonną, wartości modułów.

2.5.3. Próbne obciążenie gruntu na dużej głębokości

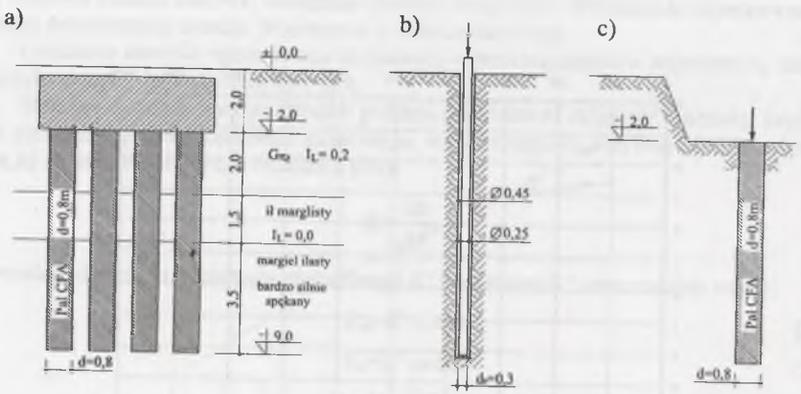
Autor przeprowadził próbne obciążenie margla stemplem o średnicy d=0,3 m (Pieczyrak & Bzówka, 1998a, 1998b), (Pieczyrak, 2000a).

Projektowane na terenie Elektrowni „Opole" zbiorniki magazynowania popiołu V=50.000 m^3, ze względu na znaczne obciążenie, zdecydowano posadowić na palach wierconych typu CFA o średnicy d=0,8 m. Oczep pali zaprojektowano w postaci płyty pierścieniowej o średnicy zewnętrznej 23,9 m, szerokości 4,4 m i grubości 2,4 m.

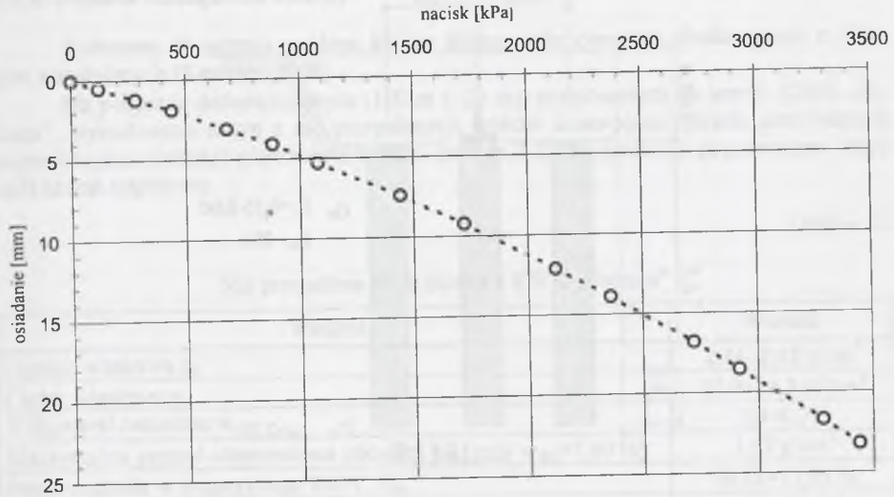
Bezpośrednio poniżej głębokości posadowienia (D=2,0 m) zalega warstwa twardoplastycznej gliny pylastej (I_L=0,2), o miąższości około 2,0 m. Następnie występuje warstwa (o miąższości około 1,5 m) wilgotnej skały miękkiej, wykształtowanej w postaci iłu marglistego o I_L=0,0. Warstwę podścielającą stanowi skała miękka, margiel ilasty bardzo silnie spękany. Zdaniem projektanta pale powinny być oparte na głębokości 9,0 m ppt, tj. ok. 3,5 m poniżej stropu margla ilastego (rys. 2.18a).

Zadaniem Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej (Pieczyrak & Bzówka, 1998a), zleconym przez projektanta, było określenie nośności margla, potrzebnej do ustalenia udźwigu pali stojących.

Badania przeprowadzono na dnie orurowanego otworu o średnicy ϕ=0,45 m. Okrągła płyta badawcza o średnicy d_p=0,3 m wprowadzona została za pomocą sztywnej kolumny rurowej o średnicy 0,25 m (rys. 2.18b). Zależność eksperymentalną q^E-s^E przedstawiono na rys. 2.19.



Rys. 2.18. Podłoże gruntowe zbiornika popiołu i warunki badań
Fig 2.18. Subsoil of the ash tank and conditions of the tests



Rys. 2.19. Zależność eksperymentalna q^E-s^E dla margla ilastego (Pieczyrak & Bzówka, 1998a)
Fig 2.19. Experimental relation $q^E - s^E$ for clay marl (Pieczyrak & Bzówka, 1998a)

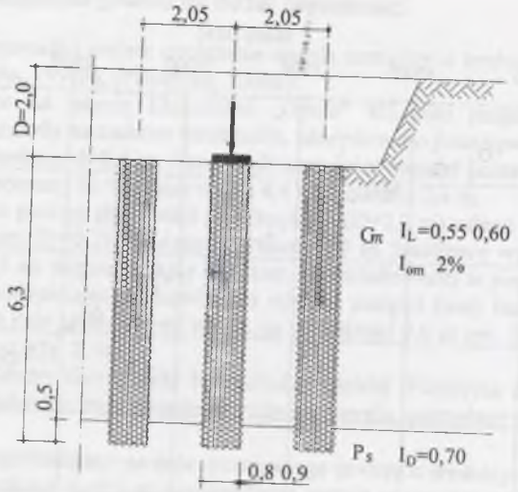
2.5.4. Próbne obciążenie kolumn kamiennych

Próbnemu obciążeniu poddano kolumnę kamienną o średnicy d=(0,8÷0,9) m, wykonaną metodą wibrowymiany w celu wzmocnienia podłoża gruntowego pawilonu ginekologiczno-położniczego Szpitala Rejonowego w Kluczborku (Gryczmański & Byrski,1992; Gryczmański & Sadecka, 1991).

W celu wzmocnienia podłoża gruntowego projektowanego pawilonu szpitalnego wykonano 365 kolumn kamiennych. Podłoże, w górnej części, zbudowane było ze słabej gliny pylastej z częściami organicznymi (I_L≈0,55÷0,60; I_{om}≈2%). Kolumny kamienne wykonano (Katowickie Przedsiębiorstwo Budownictwa Przemysłowego w Katowicach) z grubego, różnoziarnistego kamienia (średnica zastępcza 10 mm÷80 mm). Kolumny kamienne, o przeciętnej długości 6,0 m, oparto na zagęszczonych (I_D=0,7) piaskach średnich (rys. 2.20). Analizowana kolumna nr 88 miała długość 6,3 m.

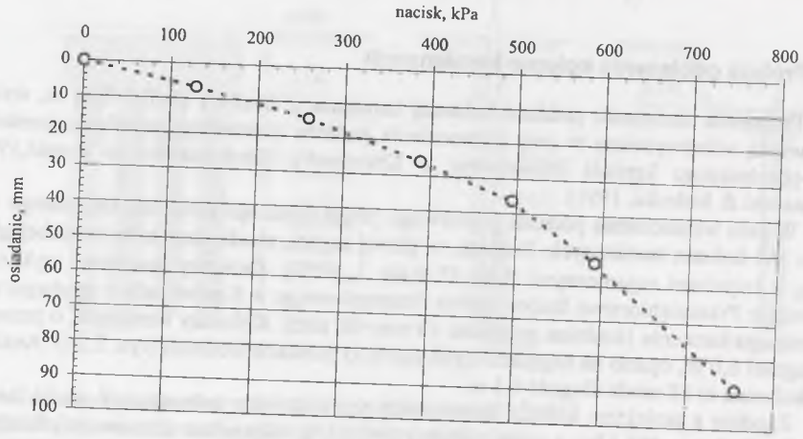
Zgodnie z projektem kolumn kamiennych przewidywany jednostkowy nacisk na kolumnę wyniesie q_k=477 kPa, a poza kolumną q=50 kPa. Natomiast szacowane obciążenie graniczne kolumny w grupie q_f=1005 kPa.

Próbne obciążenie zrealizowano metodą stałych stopni obciążenia. Nacisk na badaną kolumnę przekazywany był przez betonowy stempel kolisty o średnicy 0,8 m. Wynik badania próbnego obciążenia kolumny kamiennej nr 88 pokazano na rys. 2.21.



Rys. 2.20. Podłoże gruntowe pawilonu ginekologicznego w Kluczborku wzmocnione kolumnami kamiennymi

Fig 2.20. Subsoil of the gynaecological pavilon in Kluczbork reinforced by stone columns



Rys. 2.21. Zależność eksperymentalna q^E-s^E dla kolumny kamiennej d=0,8m÷0,9m (Gryczmański & Byrski, 1992)

Fig. 2.21. Experimental relation $q^E - s^E$ for stone column, diameter of the column d=0.8÷0.9m (Gryczmański & Byrski, 1992)

2.5.5. Próbne obciążenie skarpy

Próbnemu obciążeniu poddano koronę skarpy wału ziemnego zbudowanego z odpadów kopalnianych (Kawalec, 2000).

Na poligonie doświadczalnym (100 m × 20 m), usytuowanym na terenie KWK „Sośnica", wybudowano nasyp z nie przepalonych łupków iłasto-piaszczystych, stanowiących poprodukcyjny (świeży) odpad tejże kopalni (tablica 2-2). W przekroju poprzecznym nasyp miał kształt trapezowy.

Tablica 2.2

Nie przepalona skała płonna z KWK „Sośnica"

Wielkość	Wartość
Gęstość właściwa ρ_s	2,44÷2,48 g/cm^3
Ciężar właściwy γ_s	23,9÷24,3 kN/m^3
Wilgotność naturalna w_n	5,8÷6,2%
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu ρ_{ds} (przy w_{opt}=7,60 %)	1,67 g/cm^3
Straty prażenia w temperaturze 700°C, I_{om}	16,12÷17,05 %
Zawartość węgla (metoda Tiurina) C	11,98÷12,12 %
Charakterystyki uziarnienia (otrzymane dla prób małych, 5000 g):	
wskaźnik różnoziarnistości U	2,68÷2,86
wskaźnik krzywizny C_C	1,05÷1,16

Nasyp formowano warstwami o grubości 0,4÷0,8 m. Wilgotność skały płonnej, z której budowano nasyp, wynosiła w=6,9÷10,4 % ($w_{średnia}$=8,55 %). Ponieważ w_{opt}=7,6 %, zatem spełniony był normowy warunek co do granic dopuszczalnych zmian wilgotności materiału wbudowywanego:

$$0{,}8 \times w_{opt} = 6{,}1\ \% < w_{średnia} = 8{,}55\ \% < 1{,}2 \times w_{opt} = 9{,}1\ \%.$$

Układane warstwy zagęszczano za pomocą walca wibracyjnego „Stavostroj" VV 111 z bębnem gładkim. Efekt zagęszczenia był określany doraźnie dla każdej warstwy. W sumie ułożono 9 warstw (co dawało nasyp o wysokości około 4,5÷5,0 m). Wskaźniki zagęszczenia I_S dla poszczególnych warstw wynosiły odpowiednio: 1,008; 0,998; 1,002; 1,075; 1,026; 1,021; 1,022; 1,028; 1,039. Oznacza to, że zbudowany nasyp charakteryzował się „jednorodnym" stanem zagęszczenia ($I_{S(średnie)}$=1,024; współczynnik zmienności wskaźnika zagęszczenia v=2,26 %).

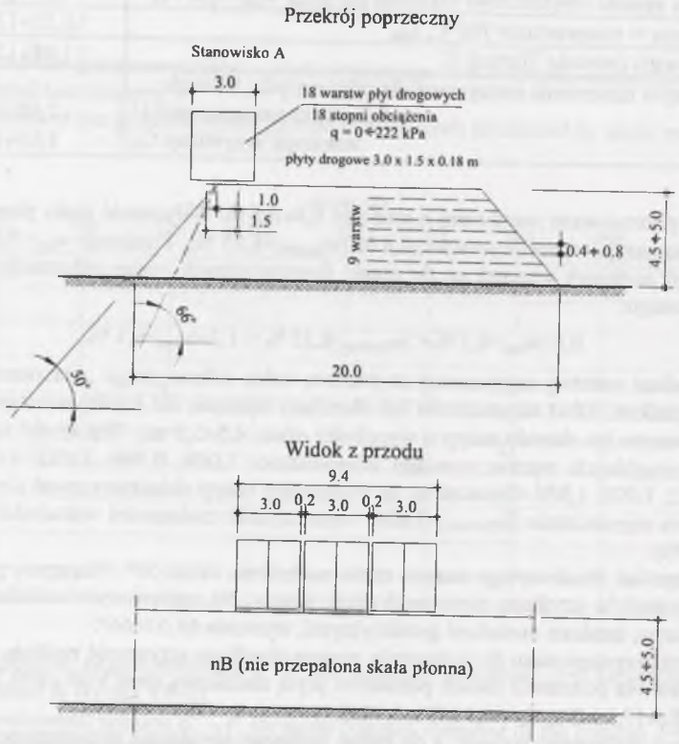
Skarpa tak zbudowanego nasypu miała nachylenie około 50°. Następnie przez odcięcie części materiału uzyskano nowe pochylenie skarpy. Na opisywanym odcinku badań pochylenie skarpy, ustalone metodami geodezyjnymi, wyniosło 65,57≈66°.

Przed przystąpieniem do budowania nasypu określono sztywność podłoża naturalnego pod nasypem. Na podstawie dwóch pomiarów płytą naciskową typu VSS (d=0,3 m) stwierdzono, że: E_1≈17,5 MPa; E_2≈69,9 MPa; I_0≈4,0.

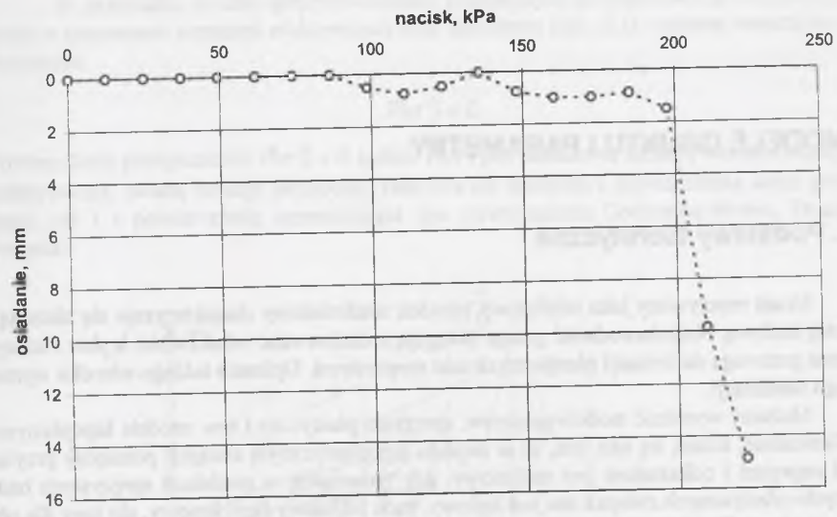
Nasyp zbudowano jesienią, a do badań próbnego obciążenia przystąpiono wiosną następnego roku. Na okres zimy nasyp nie został specjalnie zabezpieczony.

Celem badań było określenie wartości granicznego obciążenia skarpy nasypu (rys. 2.22). Obciążenie realizowano za pomocą płyt drogowych metodą stałych stopni obciążenia. Robocza powierzchnia obciążenia wynosiła 1,0×3,0 m. Uzyskano ją w wyniku wysunięcia pierwszej płyty poza krawędź skarpy na odległość 0,5 m (rys. 2.22). Aby zagadnienie można było uważać za płaskie, z obu stron obciążenia roboczego układano „stosy ślepe". Tak więc, łączna długość obszaru obciążonego wynosiła 9,4 m (trzy płyty o długości 3,0 m każda, z zachowaniem dylatacji między stosami płyt wynoszącej 0,2 m). Wyniki badań próbnego obciążenia (Kawalec, 2000), zrealizowanego w zakresie obciążeń od 0 do 222 kPa, pokazano na rys. 2.23.

Pomiary osiadań wykonywano geodezyjnie. Prowadzono je z dwóch stanowisk. Średnie osiadania ustalono jako średnie arytmetyczne z pomiarów niwelacyjnych naroży stosu środkowego. Otrzymany obraz zależności eksperymentalnej q^E-s^E wskazuje, że pomiary osiadań początkowych były rzędu błędu pomiarowego instrumentu. Przy obciążeniu q=135,66 kPa pomiar osiadań wskazywał jakoby osiadanie zmalało do zera (Kawalec,2000; tablica Z.5.1).



Rys. 2.22. Warunki badań skarpy nasypu (Kawalec, 2000)
Fig. 2.22. Conditions of the test for slope of embankment (Kawalec, 2000)



Rys. 2.23. Zależność eksperymentalna q^E-s^E dla skarpy nasypu (Kawalec, 2000)
Fig. 2.23. Experimental relation $q^E - s^E$ for slope of embankment (Kawalec, 2000)

2.6. Uwagi końcowe

Doświadczalnie wyznaczony związek obciążenie-osiadanie (q^E-s^E) stanowi, w danej sytuacji geotechnicznej, pełną odpowiedź gruntu. Jest on zbiorem pomiarów sprzężonych, czyli punktów (q^E_i, s^E_i) w przestrzeni (q,s). Nie ma możliwości wykonania powtórzeń bliźniaczych dla poszczególnych punktów, można jedynie powtórzyć cały cykl (całą sekwencję pomiarów sprzężonych).

Po każdym kolejnym wzroście obciążenia q_i następuje proces konsolidacji. Od rzetelności ustalenia wartości s_i zależy późniejszy wynik identyfikacji parametrycznej.

3. MODELE GRUNTU I PARAMETRY

3.1. Podstawy teoretyczne

Grunt rzeczywisty jako trójfazowy ośrodek rozdrobniony charakteryzuje się złożoną i niestałą budową. Niejednorodność gruntu potęgują zróżnicowane właściwości lepkie i zdecydowana przewaga deformacji plastycznych nad sprężystymi. Opisanie takiego ośrodka wymaga jego idealizacji.

Możemy wyróżnić modele sprężyste, sprężysto-plastyczne i tzw. modele hipoplastyczne. Generalnie, różnią się one tym, że w modelu hipoplastycznym związek pomiędzy przyrostami naprężeń i odkształceń jest nieliniowy, gdy tymczasem w modelach sprężystych bądź sprężysto-plastycznych związek ten jest liniowy, bądź biliniowy (tzn. liniowy, ale inny dla obciążenia i inny dla odciążenia).

Modele hipoplastyczne nie tylko wyrażają się złożonymi (uwikłanymi) funkcjami naprężeń, ale ponadto nie są tak łatwo interpretowalne jak modele sprężyste czy sprężysto-plastyczne. Po prostu brak jest dla nich możliwości przedstawienia powierzchni plastyczności. Modele hipoplastyczne charakteryzują się wysokim stopniem uogólnienia i najwyraźniej wyprzedzają możliwości badawcze. Tymczasem, ze względów praktycznych, w dłuższej perspektywie czasowej podstawowymi modelami wydają się być modele sprężysto-plastyczne (Gryczmański, 1995a). Świadczą o tym wszystkie doświadczenia, które wyraźnie pokazują sprężysto-plastyczną naturę gruntu. Odkształcenia trwałe pojawiają się już przy bardzo niewielkich odkształceniach całkowitych ($\varepsilon_s=10^{-6}\div10^{-5}$) i wraz z ich wzrostem udział części nieodwracalnej systematycznie się zwiększa.

Z modelami sprężysto-plastycznymi związana jest koncepcja powierzchni charakterystycznych. Powierzchnie te, czyli powierzchnie reprezentujące stany naprężenia efektywnego, osiągnięcie których pociąga za sobą jakościową zmianę zachowania się materiału, w ogólności dzielimy na powierzchnie:

1 - plastyczności,

2 - ograniczającą,

3 - stanu granicznego.

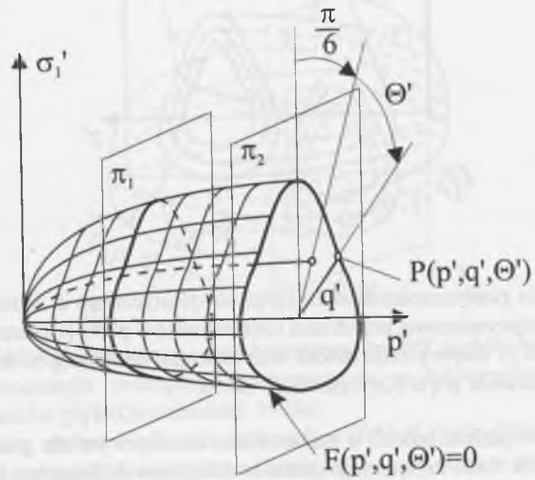
Wiążą się z nimi odpowiednio:

- uplastycznienie, czyli pojawienie się odkształceń trwałych, zależnych od ścieżki naprężenia efektywnego,
- przejście od odkształcalności wtórnej do pierwotnej, któremu towarzyszy kilkakrotne zmniejszenie i zmiana charakteru sztywności,
- zniszczenie plastyczne, tj. nieograniczony wzrost odkształceń postaciowych przy stałym obciążeniu.

W przypadku modeli sprężysto-idealnie plastycznych powierzchnia plastyczności zajmuje w przestrzeni naprężeń efektywnych stałe położenie (rys. 3.1), opisane warunkiem plastyczności

$$F(\sigma') = 0. \tag{3.1}$$

Powierzchnia plastyczności $F(\sigma') = 0$ (gdzie $F(\sigma')$ jest skalarową funkcją wektora naprężenia efektywnego, zwaną funkcją płynięcia)) pokrywa się zarówno z powierzchnią stanu granicznego, jak i z powierzchnią ograniczającą (np. powierzchnia Coulomba-Mohra, Druckera-Pragera).



Rys. 3.1. Powierzchnia plastyczności modelu sprężysto-idealnie plastycznego w trójwymiarowej przestrzeni niezmienników p'q'Θ (Gryczmański, 1995a)

Fig. 3.1. Yield surface of elasto-perfectly-plastic model in three-dimensional space of invariants p' q' Θ (Gryczmański, 1995a)

W przypadku modeli sprężysto-plastycznych o wzmocnieniu izotropowym położenie powierzchni plastyczności w przestrzeni naprężeń podlega zmianom zależnym od skalarowego parametru wzmocnienia κ, będącego funkcją stanu odkształcenia plastycznego ε^P (rys. 3.2). Warunek plastyczności ma zatem postać ogólną

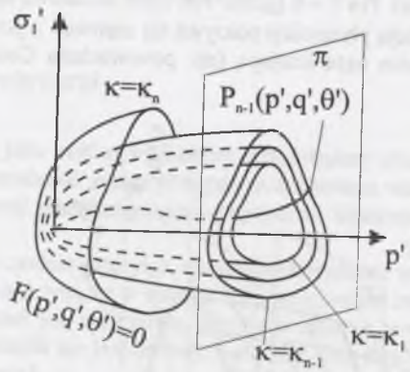
$$F(\sigma', \kappa) = 0, \tag{3.2}$$

gdzie

$$\kappa = \kappa(\varepsilon^P). \tag{3.3}$$

Zmiany powierzchni, reprezentujące plastyczne wzmocnienie i osłabienie izotropowe, mają charakter ewolucji homotetycznych (odpowiednio rozszerzania się i kurczenia, którym nie towarzyszą sztywne przesunięcia i obroty). Oznacza to, że istnieje nieruchomy biegun umiejscowiony najczęściej w początku układu (stan beznaprężeniowy) i niezmienna oś powierzchni plastyczności. Jej konfiguracje, odpowiadające różnym wartościom κ, mogą być

zatem przedstawione w przestrzeni naprężeń jako jednoparametrowa rodzina współosiowych powierzchni o wspólnym biegunie. Powierzchnia plastyczności pokrywa się z powierzchnią ograniczającą, lecz nie z powierzchnią stanu granicznego.



Rys. 3.2. Powierzchnia plastyczności modelu sprężysto-plastycznego o wzmocnieniu izotropowym w trójwymiarowej przestrzeni niezmienników p'q'Θ (Gryczmański, 1995a)

Fig. 3.2. Yield surface of elasto-plastic model with isotropic hardening in three-dimensional space of invariants p'q'Θ (Gryczmański, 1995a)

Przeważająca większość modeli o wzmocnieniu izotropowym dla gruntów rozwinięta została w ramach teorii stanu krytycznego gruntów (Atkinson & Bransby, 1978, Roscoe & Burland, 1968, Roscoe i in., 1958, Schofield & Wroth, 1968, Wood, 1990), której fundamentalnym założeniem jest istnienie otwartej (stożkowej) powierzchni stanu krytycznego, nie należącej do rodziny zamkniętych powierzchni plastyczności. Powierzchnia stanu krytycznego opisuje w tym ujęciu stan graniczny ośrodka.

W przypadku modeli sprężysto-plastycznych o wzmocnieniu izotropowo-kinematycznym powierzchnie ograniczająca i stanu granicznego nie różnią się formalnie i merytorycznie niczym od analogicznych charakterystyk modeli o wzmocnieniu izotropowym. Natomiast powierzchnia plastyczności podlega zmianom zależnym od skalarowego parametru wzmocnienia izotropowego κ i wektorowego parametru wzmocnienia kinematycznego ω, będących funkcjami stanu odkształceń plastycznych ε^P (rys. 3.3). Warunek plastyczności ma w związku z tym postać ogólną:

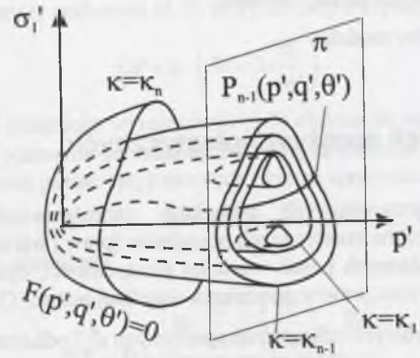
$$f(\sigma';\kappa;\omega)=0, \tag{3.4}$$

gdzie

$$\kappa=\kappa(\varepsilon^P), \qquad \omega=\omega(\varepsilon^P). \tag{3.5}$$

Powierzchnia plastyczności obok rozszerzania się i kurczenia podlega wraz z rozwojem odkształceń plastycznych sztywnym przesunięciom (translacji), reprezentującym wzmocnienie kinematyczne. Barierą dla wypadkowych ewolucji jest warunek nieprzenikania powierzchni plastyczności przez powierzchnię ograniczającą, równoznaczny z wewnętrzną

stycznością w skrajnych położeniach. Aby warunek ten spełnić, obie powierzchnie muszą być homotetyczne (jednokładne) w przestrzeni naprężeń. Parametr wzmocnienia kinematycznego ω ma przejrzystą interpretację fizyczną - jest to wektor określający położenie charakterystycznego punktu powierzchni plastyczności w odpowiedniej przestrzeni naprężeń (Gryczmański, 1995a).



Rys. 3.3. Powierzchnie ograniczające F=0 i plastyczności f=0 modelu sprężysto plastycznego o wzmocnieniu izotropowo-kinematycznym w trójwymiarowej przestrzeniniezmienników p'q'Θ(Gryczmański, 1995a)

Fig. 3.3. Limit state surface (F=0) and yield surface (f-0) of elasto-plastic model with isotropic-kinematic hardening in three-dimensional space of invariants p'q' Θ (Gryczmański, 1995a)

Model gruntu, będąc idealizacją rzeczywistości materialnej, powinien ją możliwie dobrze reprezentować. Grunty nie dają się opisać prawami liniowej sprężystości. Analiza właściwości większości gruntów wskazuje na celowość uwzględnienia odkształceń trwałych oraz uzależnienie przebiegu zjawisk od ścieżek naprężenia. Wymagania te spełniają dobrze rozwinięte i empirycznie zweryfikowane sprężysto-plastyczne modele stanu krytycznego.

Począwszy od lat pięćdziesiątych powstało wiele modeli. W pierwszej kolejności należy wymienić modele opracowane przez twórców teorii stanu krytycznego, skupionych na Uniwersytecie Cambridge wokół Roscoe'a (Roscoe, Schofield, Wroth, Thurairajah, Burland). Należy odnotować prace Houlsby'ego (1981), Wrotha i Houlsby'ego (1980), Dafaliasa i Herrmanna (1980), Wooda (1980) oraz Mroza (1980) i Mroza ze współpracownikami (Mróz i in., 1979). Z badaczy krajowych, oprócz grupy Mroza, na uwagę zasługują prace Gryczmańskiego (Gryczmański, 1983a i b, 1985, 1995b, 1997a, b i c) i Wildego (Wilde, 1979 i 1980).

Obszerną grupę wśród modeli sprężysto-plastycznych stanowią tzw. modele nasadkowe (cap-models), bazujące na uogólnionym przez Druckera i Pragera (Drucker, 1951; Drucker & Prager, 1952) oraz Shielda (1955) kryterium Coulomba dla przestrzennego stanu naprężenia. Należy tu również odnotować pracę Baladiego i Rohaniego (1979).

Generalnie, model gruntu jest związkiem formalnym (zależnością funkcyjną lub funkcjonalną) między przyrostami naprężenia i odkształcenia. Parametry tego związku są parametrami modelu gruntu (przy czym nie są to stałe materiałowe gruntu).

W procesie specyfikacji (identyfikacji parametrycznej) modeli gruntu, będącej głównym celem tej pracy, dają się wyróżnić trzy następujące poziomy:

1 - formalny, ogólny zapis wynikający z teorii, mówiący, jaka jest postać związków naprężenie-odkształcenie (tensorowa, przyrostowa itp.),

2 - specyfikacja materiałowych funkcji modelu,

3 - identyfikacja parametrów modelu.

3.2. Równania modeli sprężysto-plastycznych

Ogólna postać przyrostowych związków naprężenie-odkształcenie sprężysto-plastyczności wynika ze zbioru teoretycznych postulatów (praw i warunków).

Obok już wprowadzonych pojęć: warunku plastyczności, opisanego ogólnie równaniem (3.1), (3.2) lub (3.4), oraz praw wzmocnienia o ogólnej postaci (3.3) lub (3.5), są to:

1° warunek addytywności małych odkształceń sprężystych ε^e i odkształceń plastycznych ε^p w postaci

$$\delta\varepsilon=\delta\varepsilon^e+\delta\varepsilon^p \tag{3.6}$$

2° prawo sprężystości określające długość i kierunek wektora przyrostu odkształcenia sprężystego w przestrzeni naprężeń efektywnych

$$\delta\varepsilon^e=\mathbf{D}^{-1}\,\delta\sigma' \tag{3.7}$$

3° prawo plastycznego płynięcia, definiujące kierunek wektora przyrostu odkształcenia plastycznego w przestrzeni naprężeń efektywnych

$$\delta\varepsilon^p=\lambda\frac{\partial f}{\partial\sigma'} \tag{3.8}$$

4° warunek zgodności, wyrażający fakt, że jeśli nie następuje odciążenie, punkt reprezentujący stan naprężenia w przestrzeni naprężeń efektywnych pozostaje stale na powierzchni plastyczności

$$\delta f=\left[\frac{\partial f}{\partial\sigma'}\right]^T\delta\sigma'+\left(\frac{\partial f}{\partial\kappa}\right)\delta\kappa+\left(\frac{\partial f}{\partial\omega}\right)\delta\omega=0 \tag{3.9}$$

Stany naprężenia efektywnego i odkształcenia zapisywane są w postaci wektorów w przestrzeniach sześciowymiarowych. Zatem

$$\delta\sigma'=\{\delta\sigma_x,\ \delta\sigma_y,\ \delta\sigma_z,\ \delta\tau_{xy},\ \delta\tau_{yz},\ \delta\tau_{zx}\}^T, \tag{3.10}$$

$$\delta\varepsilon=\{\delta\varepsilon_x,\ \delta\varepsilon_y,\ \delta\varepsilon_z,\ \delta\gamma_{xy},\ \delta\gamma_{yz},\ \delta\gamma_{zx}\}^T. \tag{3.11}$$

Analogicznie zapisuje się przyrosty odkształcenia sprężystego i plastycznego. Należy pamiętać, że jest to jedynie wygodny zapis, w istocie bowiem stany naprężenia i odkształcenia przekształcają się przy obrotach układu współrzędnych x, y, z jak tensory drugiego rzędu.

Należy dodać, iż prawo sprężystości (3.7) ma charakter ogólny, ponieważ macierz sprężystości **D** reprezentuje teoretycznie wszystkie możliwe przypadki anizotropii - od izotropii po anizotropię trójskośną. Nie można tego powiedzieć o prawie plastycznego płynięcia (3.8), które zawiera gradient powierzchni plastyczności $\delta f/\delta\sigma'$, co oznacza, że jest ono stowarzyszone z warunkiem plastyczności (wektor przyrostu odkształcenia plastycznego $\delta\varepsilon^p$ – prostopadły do powierzchni plastyczności). W ujęciu ogólniejszym należałoby zastąpić gradient $\delta f/\delta\sigma'$ gradientem powierzchni potencjału plastycznego $\delta\psi/\delta\sigma'$.

Wracając do równań (3.6)-(3.9) można z nich łatwo uzyskać ogólną postać związku konstytutywnego. Wystarczy podstawić (3.7), (3.8) do (3.6) otrzymując:

$$\delta\sigma'=\Delta\cdot\left(\delta\varepsilon-\lambda\frac{\partial f}{\partial\sigma'}\right).$$

Po podstawieniu ostatniego wyrażenia do (3.9) oblicza się wartość skalarowego mnożnika λ. Podstawiając ją ponownie do ostatniej zapisanej zależności, otrzymuje się po prostych przekształceniach końcową postać przyrostowych równań sprężysto-plastyczności

$$\delta\sigma'=\mathbf{D}^{ep}\,\delta\varepsilon, \tag{3.12}$$

gdzie macierz sprężysto-plastyczna

$$\mathbf{D}^{ep}=\mathbf{D}-\frac{\left(\mathbf{D}\cdot\frac{\partial f}{\partial\sigma'}\right)\cdot\left[\frac{\partial f}{\partial\sigma'}\right]^T\cdot\mathbf{D}}{\left[\frac{\partial f}{\partial\sigma'}\right]^T\cdot\mathbf{D}\cdot\frac{\partial f}{\partial\sigma'}+A} \tag{3.13}$$

oraz

$$A=-\frac{1}{\lambda}\left[\frac{\partial f}{\partial\kappa}\delta\kappa+\frac{\partial f}{\partial\omega}\delta\omega\right]. \tag{3.14}$$

Wyrugowanie $1/\lambda$ z równania (3.14) wymaga specyfikacji praw wzmocnienia $\delta\kappa=\mathbf{h}^T\cdot\delta\varepsilon^p$ i $\delta\omega=\mathbf{w}\cdot\delta\varepsilon^p$.

3.3. Model Coulomba-Mohra

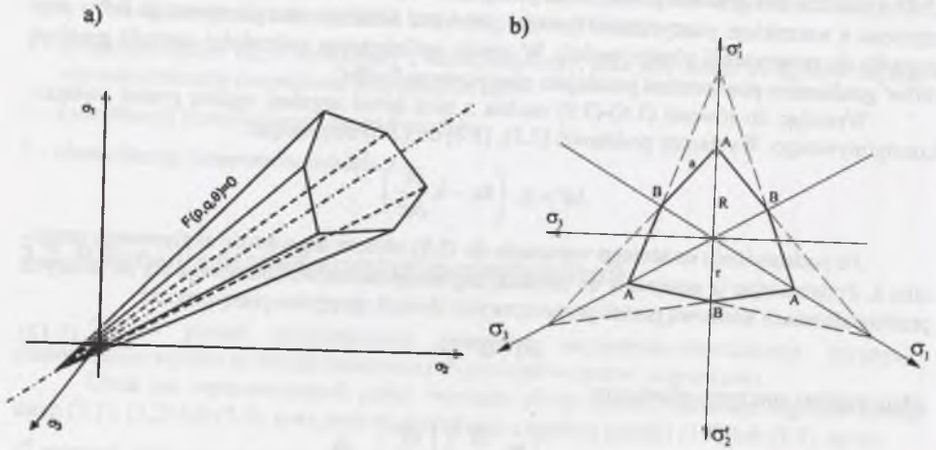
Najpowszechniejszy, spośród klasycznych modeli sprężysto-plastycznych, jest sprężysto-idealnie plastyczny model Coulomba-Mohra (Coulomb, 1773; Mohr, 1900). Dla modelu tego powierzchnia plastyczności ograniczająca i stanu granicznego są tożsame (rys. 3.4) i w układzie p, q, Θ wyrażają się zależnością:

$$F(q',p',\Theta)=p'\sin\phi'-\frac{1}{3}q'\left(\sqrt{3}\cos\Theta+\sin\Theta\sin\phi'\right)+c'\cdot\cos\phi'=0 \tag{3.15}$$

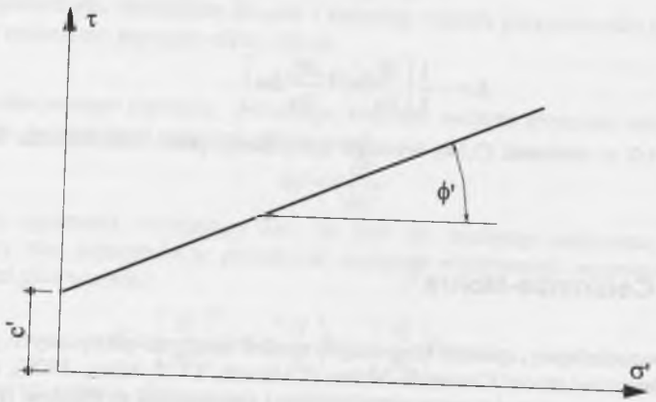
lub w przekroju izotropowym $\left(\Theta=-\frac{\pi}{6}\right)$

$$q'=\frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'}p'+\frac{6c'\cos\phi'}{3-\sin\phi'}, \tag{3.16}$$

gdzie c' i ϕ' są parametrami modelu i tylko tu występują. Parametry te mają prostą interpretację fizyczną (rys. 3.5).



Rys. 3.4. Model Coulomba-Mohra
Fig. 3.4. Coulomb-Mohr model (c' & ϕ')

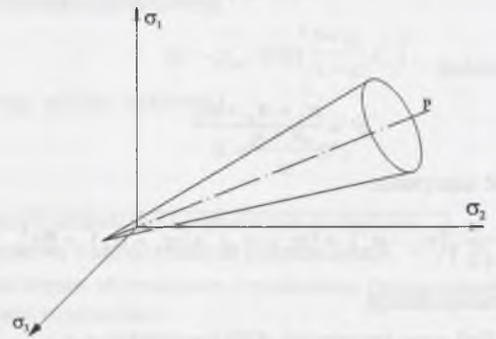


Rys. 3.5. Graficzna interpretacja parametrów modelu Coulomba-Mohra (c' i ϕ')
Fig. 3.5. Graphic interpretation of Coulomb-Mohr model (c' & ϕ')

3.4. Model Druckera-Pragera

Warunek Coulomba-Mohra (powierzchnia ostrosłupa w przestrzeni naprężeń głównych, rys. 3.4) jest zaimplementowany (w ramach formalizmu sprężysto-plastyczności wielopowierzchniowej) w znaczących systemach obliczeniowych (np. CRISP, Z_SOIL, PLAXIS,

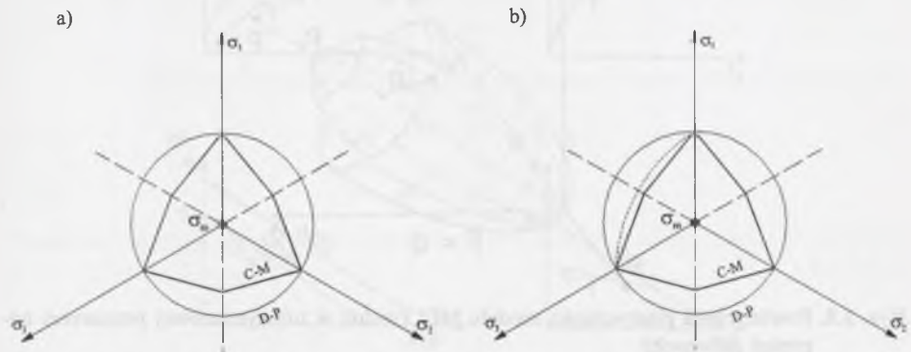
HYDRO-GEO). Jednakże w obliczeniach praktycznych niekiedy korzystne jest stosowanie warunku Druckera-Pragera (1952). Ten ostatni wyraża się powierzchnią stożka przybliżającego ostrosłup Coulomba-Mohra (rys. 3.6).



Rys. 3.6. Powierzchnia plastyczności Druckera-Pragera
Fig. 3.6. Yield surface of Drucker-Prager model

Zauważa się pewną dowolność w aproksymowaniu ostrosłupa Coulomba-Mohra. Niektórzy badacze przyjmują obwiednię zewnętrzną, inni wewnętrzną, a jeszcze inni powierzchnię średnią. Jednakże najczęściej korzysta się z obwiedni zewnętrznej (rys. 3.7a).

Stosowanie warunku Druckera-Pragera znacznie zwiększa efektywność obliczeniową, przy braku znaczących różnic w uzyskiwanych rezultatach dla płaskiego stanu odkształcenia. To ostatnie stwierdzenie wydaje się potwierdzać wyniki prawdziwych badań trójosiowych Kirkgarda i Lade'a (1993). Wyniki te przedstawia rys. 3.7b.



Rys. 3.7. Ślad przecięcia powierzchni plastyczności Druckera-Pragera płaszczyzną oktaedryczną
Fig. 3.7. Trace of slit of Drucker-Prager yield surface by octaedric plane

3.5. Model MCC

Znamienitym przedstawicielem modeli o wzmocnieniu izotropowym jest Modified Cam-clay (MCC), będący podstawowym modelem teorii stanu krytycznego gruntów. Model

MCC zbudowany został przy założeniu, że powierzchnia plastyczności jest elipsoidą obrotową (rys. 3.8) o równaniu

$$F=q^2+M^2\cdot p\cdot(p-p_c)=0, \tag{3.17}$$

gdzie:

p - naprężenie średnie

$$p'=\frac{\sigma_1'+\sigma_2'+\sigma_3'}{3} \tag{3.18}$$

q - intensywność naprężenia

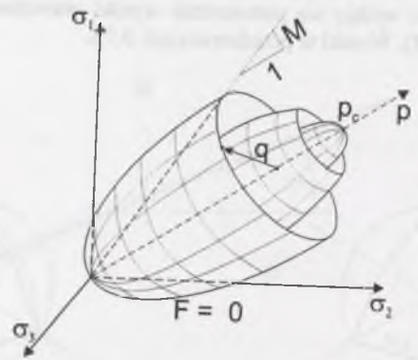
$$q=\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_x-\sigma_y)^2+(\sigma_y-\sigma_z)^2+(\sigma_z-\sigma_x)^2+6\tau_{zx}^2} \tag{3.19}$$

p_c - ciśnienie prekonsolidacji,

M - nachylenie linii stanu krytycznego (CSL) w układzie p-q.

Dalej zakłada się, że:

- parametrem wzmocnienia izotropowego jest całkowita plastyczna zmiana wskaźnika porowatości Δe^p, powiązana z wartością ciśnienia prekonsolidacji p_c zależnością (3.21),
- grunt wewnątrz powierzchni plastyczności opisują moduł ścinania G i ściśliwości K,
- ogólna postać przyrostowych związków naprężenie-odkształcenie modelu MCC ma postać $\delta\sigma = D^{ep}\cdot\delta\varepsilon$.



Rys. 3.8. Powierzchnia plastyczności modelu MCC(widok w trójwymiarowej przestrzeni naprężeń głównych)
Fig. 3.8. Yield surface of MCC model (the view in three-dimensional principal stress space)

Parametrami modelu Modified Cam-clay jest pięć stałych materiałowych $\lambda, \kappa, \Gamma, M, K$ (zamiast K sprężysty moduł ścinania G lub ν) zawartych w następujących funkcjach materiałowych:

- w funkcji płynięcia opisującej powierzchnie plastyczności

$$F = q^2 + M^2\cdot p'\cdot(p'-p_c') = 0, \tag{3.20}$$

- w funkcji wzmocnienia objętościowego

$$p_c' = p_{c0}'\cdot\exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa}\varepsilon_v^p\right), \tag{3.21}$$

- w funkcji stycznego modułu ściśliwości

$$K=\frac{1+e_0}{\kappa}p', \tag{3.22}$$

gdzie:

e, e_0 - wskaźnik porowatości i jego wartość początkowa,

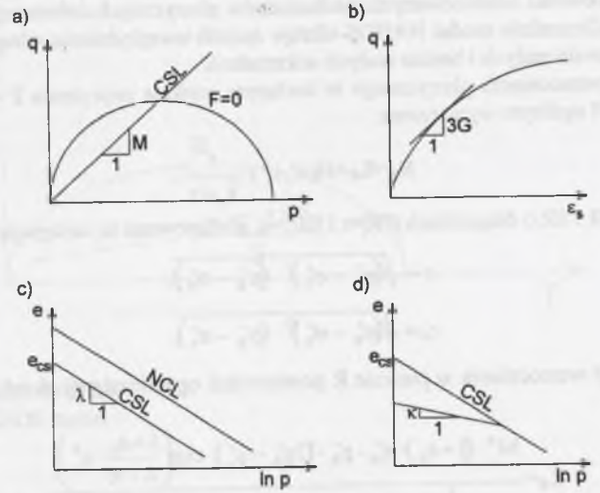
p_{c0}' - początkowa wartość ciśnienia prekonsolidacji,

$\varepsilon_v, \varepsilon_s$ - odkształcenie objętościowe i postaciowe (intensywność odkształcenia) zdefiniowane wyrażeniami:

$$\varepsilon_v=\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3, \tag{3.23}$$

$$\varepsilon_s=\frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{\left[(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2\right]}. \tag{3.24}$$

Fizyczna interpretacja parametrów $\lambda, \kappa, \Gamma, M, G$ pokazana jest na rys. 3.9.



Rys. 3.9. Definicje parametrów modelu MCC
Fig. 3.9. Definitions of the parameters of MCC model

3.6. Model NAHOS

Jako przedstawiciela modeli sprężysto-plastycznych o wzmocnieniu izotropowo-kinematycznym wyróżnia się model NAHOS (Gryczmański, 1997c). Jest on daleko idącym

udoskonaleniem modelu Modified Cam-clay w zakresie gruntów przekonsolidowanych. Podstawowym elementem modelu jest powierzchnia ograniczająca (bounding surface). Powierzchnia ta nie oddziela stanów sprężystych od sprężysto-plastycznych, lecz stany normalnej konsolidacji od stanów prekonsolidacji. Ścieżki naprężenia na powierzchni ograniczającej są obciążeniami pierwotnymi gruntu (grunt znajduje się w stanie normalnej konsolidacji), a jego zachowanie dokładnie opisuje model Modified Cam-clay. Procesy odciążenia (zwroty ścieżki do wnętrza powierzchni ograniczającej) wprowadzają materiał w stan prekonsolidacji, w którym grunt podlega deformacjom sprężysto-plastycznym o innym charakterze niż w stanie normalnej konsolidacji. Po każdym ostrym zwrocie ścieżki naprężenia w tym obszarze (o więcej niż 90°), oznaczającym przejście od odciążenia do obciążenia wtórnego, natychmiast i w sposób zasadniczy wzrasta sztywność, która wzdłuż nowej trajektorii maleje (silna nieliniowość) aż do następnego ostrego zwrotu ścieżki.

Aby to zjawisko opisać, stosuje się zasadę odwzorowania radialnego (dla której to procedury punktem wyjścia jest model Dafaliasa & Herrmanna, 1980), przy ruchomym środku podobieństwa (biegunie sprężystym). Ten ostatni to punkt naprężenia wewnątrz powierzchni ograniczającej, w którym następuje ostry zwrot ścieżki. Zasada odwzorowania radialnego opiera się na prostej w przestrzeni naprężeń, poprowadzonej z chwilowego środka podobieństwa przez bieżący punkt naprężenia na nowej trajektorii, do przecięcia z powierzchnią ograniczającą (do punktu odbicia). Tworzą się w ten sposób dwa odcinki, których proporcja jest podstawą potęgowego prawa interpolacyjnego, opisującego moduł wzmocnienia plastycznego (rys. 3.10). W stanie prekonsolidacji zadaniem tego prawa jest realistyczne ujęcie wspomnianej silnej nieliniowości zróżnicowanych mechanizmów plastycznych deformacji postaciowej i objętościowej. Generalnie model NAHOS oferuje sposób uwzględnienia silnej nieliniowości fizycznej w zakresie małych i bardzo małych odkształceń.

Moduł wzmocnienia plastycznego w bieżącym punkcie naprężenia P opisany jest w modelu NAHOS ogólnym wyrażeniem:

$$K_P=K_R+H(\sigma',\varepsilon_v^p)\cdot\frac{r}{r_o-r}, \tag{3.25}$$

gdzie odcinki PR i SR o długościach $|PR|=r$ i $|SR|=r_o$ zdefiniowane są następująco:

$$r=\sqrt{(\sigma'_R-\sigma'_P)^T\cdot(\sigma'_R-\sigma'_P)}, \tag{3.26}$$

$$r_o=\sqrt{(\sigma'_R-\sigma'_S)^T\cdot(\sigma'_R-\sigma'_S)}, \tag{3.27}$$

natomiast moduł wzmocnienia w punkcie R powierzchni ograniczającej określony w ramach modelu MCC

$$K_R=\frac{M^4\cdot(1+e_0)\cdot p'_{c0}\cdot p'_R\cdot(2p'_R-p'_c)\cdot\exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa}\cdot\varepsilon_v^p\right)}{\frac{1}{3}\cdot(\lambda-\kappa)\cdot M^4\cdot(2\cdot p'_R-p'_c)^2+6\cdot q_R^2}. \tag{3.28}$$

Kluczową rolę w specyfikacji formuły interpolacyjnej (3.15) odgrywa funkcja wzmocnienia $H(\sigma',\varepsilon_v^p)$. W bardziej rozwiniętej opcji modelu NAHOS postuluje się następującą jej postać:

$$H=C_1\cdot\left(\frac{p'_R-p'_P}{p_0}\right)^{\mu_1}+C_2\cdot\left(\frac{q'_R-q'_P}{p_0}\right)^{\mu_2}, \tag{3.29}$$

gdzie $p'_0=1$ o wymiarze naprężenia (kPa, MPa).

Warto zauważyć, że

gdy r=0 (punkt R), wówczas $K_P=K_R$,

a dla $r\rightarrow r_o$ (punkt S), wówczas $KP\rightarrow\infty$.

Ponadto na ścieżce hydrostatycznej jest

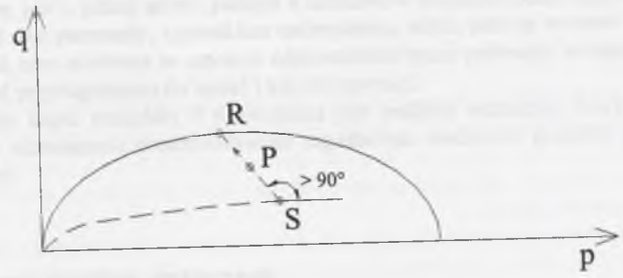
$$q'_R=q'_P=0 \qquad \text{i} \qquad H=C_1\cdot\left(\frac{p'_R-p'_P}{p_0}\right)^{\mu_1},$$

a wzdłuż dowolnej ścieżki dewiatorowej

$$p'_R=p'_P \qquad \text{i} \qquad H=C_2\cdot\left(\frac{q'_R-q'_P}{p_0}\right)^{\mu_2}.$$

Należy zauważyć, że model NAHOS opisany jest ostatecznie równaniami (3.12)-(3.14), (3.20)-(3.22) i (3.25)-(3.29).

Jak widać, do parametrów λ, κ, Γ, M, G modelu MCC dochodzą tu cztery dalsze C_1, C_2, μ_1, μ_2. Kalibrowaniem modelu NAHOS zajmuje się Jastrzębska (2000).



Rys. 3.10. Model NAHOS
Fig. 3.10. NAHOS model

3.7. Uwagi końcowe

Zachowanie gruntu zależy od historii obciążenia, a w szczególności od ścieżek w przestrzeni naprężeń. Model gruntu jest w stanie uwzględnić te ścieżki, o ile wprowadzi się doń element plastyczny. Zatem uniwersalność modelu zależy od tego, w jakim obszarze uwzględniona jest plastyczność.

W modelach sprężysto-idealnie plastycznych (na przykład model Coulomba-Mohra), wpływ historii obciążenia uwzględniany jest w punktach, gdzie występuje graniczny stan podłoża.

W modelach o wzmocnieniu izotropowym (a więc, w modelach stanu krytycznego lub modelach „cap") wpływ historii obciążenia uwzględniany jest we wszystkich punktach, w których istnieje stan normalnej konsolidacji. Zachodzi to w większej liczbie punktów niż w przypadku modelu Coulomba-Mohra.

W modelach o wzmocnieniu anizotropowym plastyczność występuje wszędzie (być może z wyłączeniem przedziałów występowania bardzo małych naprężeń), wrażliwość na historie obciążenia przejawia się w większości punktów podłoża.

Uzasadnione ulepszanie modelu odbywa się kosztem jego komplikacji. Dlatego model zawsze powinien być dobierany do rozwiązywanego zadania geotechnicznego. W praktyce trudno jest stosować wysublimowane modele poprawne teoretycznie.

4. PROCEDURA OKREŚLANIA PARAMETRÓW MODELI GRUNTU Z PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ

4.1. Uwagi wstępne

Rozdział 4 dotyczy matematycznego narzędzia zaproponowanego do rozwiązania i osiągnięcia głównego celu pracy - estymacji parametrów dowolnego modelu konstytutywnego gruntów na podstawie próbnych obciążeń.

Ogólna procedura rozwiązania opiera się na analizie wstecznej zagadnienia brzegowego mechaniki gruntów, opisującego proces badania techniką próbnego obciążenia, przy użyciu modelu „naprężenie - odkształcenie".

W myśl tych założeń do sprecyzowania jest model numeryczny układu „płyta obciążająca - podłoże", tzn. jego geometria (kształt i wymiary), warunki brzegowe (podparcia i obciążenia) i dyskretyzacja (podział na elementy skończone). Szczególną rolę pełni model materiałowy, który jest z jednej strony jednym z elementów sformułowania zagadnienia, a z drugiej, poprzez swe parametry, czynnikiem nadrzędnym, celem samym w sobie. Nie jest zatem dobierany jak inne elementy w aspekcie adekwatności opisu próbnego obciążenia, lecz przywołany przed przystąpieniem do badań i ich interpretacji.

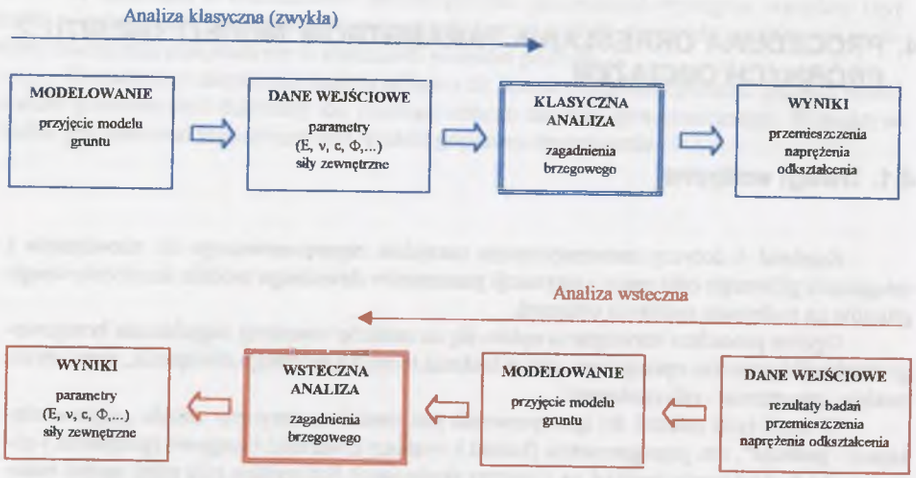
Dalsza część rozdziału 4 poświęcona jest analizie wstecznej, która jest swoistym sprzężeniem rozwiązania przedmiotowego zagadnienia mechaniki gruntów z zagadnieniem optymalizacji.

4.2. Metoda analizy wstecznej

Wynik próbnego obciążenia stanowi globalną odpowiedź gruntu, zwykle podaną w formie eksperymentalnej zależności q^E-s^E (rys. 2.7). Odpowiedź ta na ogół jest uwikłaną funkcją parametrów modelu gruntu. Identyfikacja tych parametrów możliwa staje się dzięki analizie wstecznej (back analysis), zwanej też analizą odwrotną (Gens A. i in., 1996; Ledesma A. i in., 1996; Gioda G., 1985; Hisatake M., 1985; Sakurai S., 1992). Analiza ta polega na „ujawnienieniu" parametrów modelu, „zaszyfrowanych" w zależności q^E-s^E. Jest to więc przejście od parametrów w formie uwikłanej do parametrów jasno wyrażonych. Ideowy schemat analizy wstecznej (oraz porównanie z analizą klasyczną) przedstawiono na rys. 4.1.

Mimo że w odniesieniu do analizy wstecznej ogólne podejście jest jedno, to należy wyróżnić dwie sytuacje. Z pierwszą mamy do czynienia, gdy możliwe jest ustalenie analitycznego związku pomiędzy obciążeniem i odkształceniem. Natomiast druga sytuacja występuje

puje wówczas, gdy związek ten opisuje zbiór dyskretnych wartości stanowiących wyniki pomiarów eksperymentalnych.



Rys. 4.1. Schemat analizy klasycznej i wstecznej
Fig. 4.1. Scheme of classic and back analyses

W przypadku rozwiązania analitycznego nieznane wartości parametrów modelu gruntu od początku występują explicite, jako współczynniki w modelu matematycznym, opisującym związek obciążenie-przemieszczenie. Stosując metody analizy matematycznej buduje się układ równań normalnych. Rozwiązując ten układ równań otrzymujemy poszukiwane wartości parametrów modelu gruntu.

W przypadku rozwiązania numerycznego korzystamy z postępowania iteracyjnego. Punktem wyjścia jest dowolny wyjściowy wektor parametrów $\mathbf{x}^{(1)}$, przyjmowany arbitralnie (a priori). Im ten wektor bliższy będzie wektorowi poszukiwanemu, tym proces iteracji będzie krótszy. Heurystyczna logika poszukiwań może być zorganizowana przez zastosowanie uporządkowanej (np. metoda simpleksów) lub losowej (np. metoda Monte Carlo) procedury optymalizacyjnej.

Wyniki badań próbnego obciążenia, z natury rzeczy, zawsze wyrażone są w formie zbioru pomiarów dyskretnych. Ponadto, dla większości przypadków nieliniowych zadań dotyczących sprężysto-plastyczności nie uzyskuje się rozwiązania analitycznego. Tak więc, podstawową ścieżkę analizy wstecznej stanowi numeryczne postępowanie iteracyjne. Stosując analizę wsteczną, nie mamy możliwości wyznaczenia tych parametrów, które opisują związki konstytutywne w punkcie materialnym, lecz tylko te parametry modelu gruntu, które występują w globalnym związku formalnym adekwatnym dla realizowanego próbnego obciążenia i reprezentującym rozwiązanie zadania brzegowego (czyli danego zadania geotechnicznego).

Generalnie, istota analizy wstecznej w podejściu iteracyjnym polega na poszukiwaniu tak zwanego optymalnego wektora parametrów modelu gruntu

$$\mathbf{x}^{(o)}=(\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_2, \ldots, \mathbf{x}_m). \tag{4.1}$$

Symbol m oznacza liczbę parametrów modelu.

Wektor $\mathbf{x}^{(o)}$ dlatego nazywamy wektorem optymalnym (racjonalnym), że na założonym poziomie dokładności wystarczająco dobrze aproksymuje odpowiednią zależność eksperymentalną. Jest to więc optymalność w sensie umownym.

Najbardziej ogólnym podejściem jest metoda największej wiarygodności, zastosowana między innymi przez Ledesmę i in. (1996).

Zakłada się, że istnieje związek nieznanych parametrów modelu $\mathbf{x}$ ze zbiorem zmiennych $\mathbf{s}^E$ uzyskanych z badań próbnego obciążenia. Prowadząc badania numeryczne zmieniamy wektor parametrów modelu $\mathbf{x}$. Dla kolejno rozważanych wartości $\mathbf{x}_k$ otrzymujemy odpowiadające im wartości $\mathbf{s}^T_k$. Różnice $(\mathbf{s}^E-\mathbf{s}^T)$ uważa się za błąd, który można zdefiniować probabilistycznie.

Najlepszą ocenę pomiarów s_i^E znajdujemy maksymalizując funkcję wiarygodności L (będącą łączną gęstością prawdopodobieństwa)

$$L=\prod_{i=1}^{n} f(s_i^E, \alpha_1, \alpha_2, \ldots, \alpha_k), \tag{4.2}$$

gdzie:

s_i^E, i=1, 2, ..., n - wartości pomiarów eksperymentalnych,

$\alpha_1, \alpha_2, \ldots, \alpha_k$ - parametry funkcji gęstości rozkładu prawdopodobieństwa zmiennej s_i^E.

Ponieważ funkcja wiarygodności L ma niewygodną do różniczkowania postać iloczynową, więc w celu znalezienia jej maksimum korzystnie jest ją zlogarytmować. Wówczas zamiast funkcji wiarygodności L posługujemy się logarytmiczną funkcją wiarygodności lnL.

$$\ln L = \sum_{i=1}^{n} \ln f(s_i^E, \alpha_1, \alpha_2, \ldots, \alpha_k). \tag{4.3}$$

Maksima funkcji lnL występują dla tych samych wartości α_j co dla funkcji L i dlatego warunek na maksimum funkcji wiarygodności przyjmuje postać:

$$\frac{\partial \ln L}{\partial \alpha_j} = 0 \qquad \text{dla } j=1, 2, \ldots, k. \tag{4.4}$$

Jednakże, aby wykorzystać metodę największej wiarygodności w analizie wstecznej, należy znać lub założyć wartości parametrów rozkładu prawdopodobieństwa α_j. Wówczas, traktując pomiary eksperymentalne s_i^E jako punkt odniesienia do poszukiwań pomiarów teoretycznych s_i^T, uważamy, że ich prawdopodobieństwa określają prawdopodobieństwa błędów $(s_i^T - s_i^E)$. Przy założeniu, że struktura błędu jest ustalona (znane są parametry rozkładu α_j), funkcja celu przybiera postać:

$$J = (s_i^T - s_i^E)^t C_s^{-1} (s_i^T - s_i^E). \tag{4.5}$$

Poprawność statystyczna wymaga, aby macierz kowariancji C_s utworzona była dla licznego zbioru wartości $(s_i^T - s_i^E)$.

Mimo że metoda największej wiarygodności ma ważne zalety, to nie jest zbyt chętnie stosowana, bowiem w praktyce doprowadza ona często do konieczności rozwiązania skomplikowanego układu równań. Ponadto, o czym często się zapomina, estymatory uzyskane metodą największej wiarygodności są dobre dla dużych prób, ponieważ są konsystentne, tzn., że ich właściwości są właściwościami asymptotycznymi (Brandt, 1974), (Bobrowski & Maćkowiak-Łybacka, 1988).

Jeżeli pomiary są niezależne, a ich błędy posiadają normalny rozkład prawdopodobieństwa o tej samej wariancji σ^2, to macierz kowariancji C_s ma postać:

$$C_s=\sigma^2 \cdot \mathbf{I}, \tag{4.6}$$

gdzie **I** jest macierzą jednostkową. Wówczas równanie (4.5) przedstawia kryterium najmniejszych kwadratów, a funkcja celu zredukowana jest do najprostszego wyrażenia

$$J=(\mathbf{s}_i^T-\mathbf{s}_i^E)^t(\mathbf{s}_i^T-\mathbf{s}_i^E). \tag{4.7}$$

Ponieważ metoda najmniejszych kwadratów charakteryzuje się prostym i przejrzystym algorytmem, zwykle występuje w roli podstawowego kryterium optymalizacji. Szczególna przydatność tej metody ma miejsce w przypadku analizy wstecznej badań próbnego obciążenia.

Metody największej wiarygodności (MNW) i najmniejszych kwadratów (MNK) mają doniosłe znaczenie praktyczne, ponieważ pozwalają uzyskać estymatory zgodne, nieobciążone, asymptotycznie najbardziej efektywne oraz liniowe względem zmiennych losowych (Szydłowski i in., 1981).

Wektor parametrów $\mathbf{x}^{(o)}$ uznajemy za optymalny, jeżeli odpowiadająca mu krzywa teoretyczna q^T-s^T dobrze przybliża krzywą eksperymentalną q^E-s^E (rys. 2.8). W sensie podstawowego kryterium optymalizacji - warunku najmniejszych kwadratów - oznacza to, że dla wszystkich n punktów wykresu rozproszonego funkcja

$$\sum_{i=1}^{n}(s_i^T-s_i^E)^2=\min, \tag{4.8}$$

gdzie n oznacza liczbę stopni obciążenia, czyli rejestrowanych punktów pomiarowych (q_i, s_i).

Ponieważ poddane analizie wyniki $\mathbf{s}_i^E$ pochodzą z metody elementów skończonych, to funkcja celu (którą jest dystans $\mathbf{s}_i^T-\mathbf{s}_i^E$) dana jest w postaci zbioru wartości dyskretnych i w związku z tym preferuje to te metody, które posługują się wartościami funkcji, czyli tzw. metodami poszukiwań bezpośrednich (Jacoby i in., 1972), a nie np. pochodnymi, jak to ma miejsce chociażby w przypadku metody największej wiarygodności.

Praktyczną miarą dobrego dopasowania krzywej teoretycznej do krzywej eksperymentalnej może być zmodyfikowany współczynnik determinacji

$$R^2=1-\frac{\sum(s_i^E-s_i^T)^2}{\sum(s_i^E)^2-\frac{(\sum s_i^E)^2}{n}}. \tag{4.9}$$

Współczynnik ten nazywamy współczynnikiem zmodyfikowanym, ponieważ porównujemy wykres rozproszony z funkcją kreowaną związkiem konstytutywnym modelu gruntu, zamiast z jego funkcją regresji.

W przedstawionej metodzie identyfikacji parametrycznej nie zawsze jest to kryterium wystarczające. Jak dowodzi przykład F1 (patrz podrozdział 5.3.1), dobrze dopasowana krzywa teoretyczna (R^2=0,996.682) może być dalej poprawiana (R^2=0,998.052). Jednakże ta lepsza krzywa teoretyczna q^T-s^T o zwiększonej ścisłości dopasowania do krzywej eksperymentalnej q^E-s^E zaczyna z nią tworzyć „nożyce", gdy tymczasem ta gorsza krzywa, bardzo dobrze pokrywa drugą połowę zależności eksperymentalnej (pierwsza część krzywej w wyniku działania nieznanego błędu systematycznego jest jakby „zapadnięta").

Widać, że początkowy odcinek zależności eksperymentalnej obciążony jest nieznanymi niepewnościami systematycznymi, które w mniejszym lub większym stopniu deformują jej początkowy przebieg. Tak więc, krzywa teoretyczna dobrze dopasowana do pozostałej części krzywej eksperymentalnej może być traktowana jako poszukiwane rozwiązanie.

Zatem, oprócz wartości R^2 należy również śledzić przebieg krzywej teoretycznej względem krzywej eksperymentalnej. Z punktu widzenia identyfikacji parametrycznej ważniejsze jest, aby krzywa teoretyczna pokrywała krzywą eksperymentalną (lub przynajmniej była do niej równoległa), niż aby suma kwadratów jej odchyleń od krzywej eksperymentalnej (4.8) była najmniejsza. Tak więc należy nałożyć dodatkowy warunek, aby w wyróżnionych punktach, zwanych punktami kollokacji (Majchrzak i Mochnacki, 1996), odległość pomiędzy obu krzywymi była w miarę wyrównana. Rolę takiej miary dobrze spełnia warunek:

$$d_i=\frac{(s_i^E-s_i^T)}{s_s}\le\lambda, \qquad i=1, 2,..., n, \tag{4.10}$$

gdzie:

d_i - unormowana odległość punktu teoretycznego (q_i, s_i^T) od punktu eksperymentalnego (q_i, s_i^E), mierzona wzdłuż kierunku osi osiadań s,

s_s - zmodyfikowane odchylenie standardowe wyrażone wzorem:

$$s_s=\sqrt{\frac{\sum(s_i^E-s_i^T)^2}{n-1}} \tag{4.11}$$

n - liczba pomiarów, odpowiadająca liczbie punktów kollokacji,

λ - arbitralnie przyjmowana wartość, np. z przedziału $1{,}0\le\lambda\le1{,}5$. (W przypadku λ=1, zachodzi d_i=const=s_s).

Wielkość s_s nazywamy zmodyfikowanym odchyleniem standardowym, bo pomimo, że postać wzoru (4.11) jest podobna do wyrażenia na odchylenie standardowe, to zamiast sumy kwadratów odchyleń od średniej mamy sumę kwadratów odległości pomiędzy porównywanymi krzywymi (eksperymentalną i teoretyczną).

W sytuacjach podobnych do tej, jaka wystąpiła w przykładzie F1, gdzie początkowa część krzywej eksperymentalnej obciążona jest błędem systematycznym, można na pozostałym odcinku uzyskać zbliżenie krzywych na odległość mniejszą niż λ=1. Na podstawie tego faktu można wysunąć wniosek, że oprócz liczbowych miar dopasowania krzywych (4.9), (4.10) i (4.11) istotnego znaczenia nabiera ocena „na oko". Spostrzeżenie to każe z rezerwą odnosić się do wyników czysto automatycznego procesu ustalenia optymalnego wektora parametrów.

4.3. Wrażliwość, stabilność i jednoznaczność parametrów

4.3.1. Wrażliwość

Specyfiką gruntu, która wyraźnie odróżnia go od innych materiałów budowlanych, jest to, że parametry geotechniczne nie są stałe. Wyznacza się je w laboratorium, w warunkach prostych stanów naprężenia, gdy tymczasem grunt obciążony budowlą pracuje w złożonych stanach naprężenia.

Powszechnie znany jest fakt, że wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu, nawet w przypadku badań laboratoryjnych, zależy od zastosowanego aparatu (Lambe & Whitman, 1972):

$$\phi_{AB} \neq \phi_{AT},$$

gdzie:

ϕ_{AB} - kąt tarcia wewnętrznego gruntu uzyskany z badań w aparacie bezpośredniego ścinania,

ϕ_{AT} - kąt tarcia wewnętrznego gruntu uzyskany z badań w aparacie trójosiowego ściskania.

Przechodząc od prostych stanów naprężenia (jakie występują przy badaniu wytrzymałości) do złożonych stanów naprężenia (jakie mają miejsce przy badaniu nośności in situ), obserwujemy daleko większe różnice w wartościach parametrów geotechnicznych od tych, jakie pojawiają się w badaniach laboratoryjnych.

Parametry geotechniczne mają charakter atrybutów sytuacyjnych (zależnych od sytuacji geotechnicznej). Nie są one stałymi materiałowymi gruntu. W tym stanie rzeczy zachodzi wyraźna konieczność racjonalnego ich wyznaczenia. Celowi temu służyć ma identyfikacja parametryczna modeli gruntów. Wynik takiej identyfikacji będzie tym bardziej prawdziwy, im bardziej podobne do rzeczywistej pracy fundamentu będą warunki realizowanych próbnych obciążeń. Badania te determinują późniejszy efekt identyfikacji.

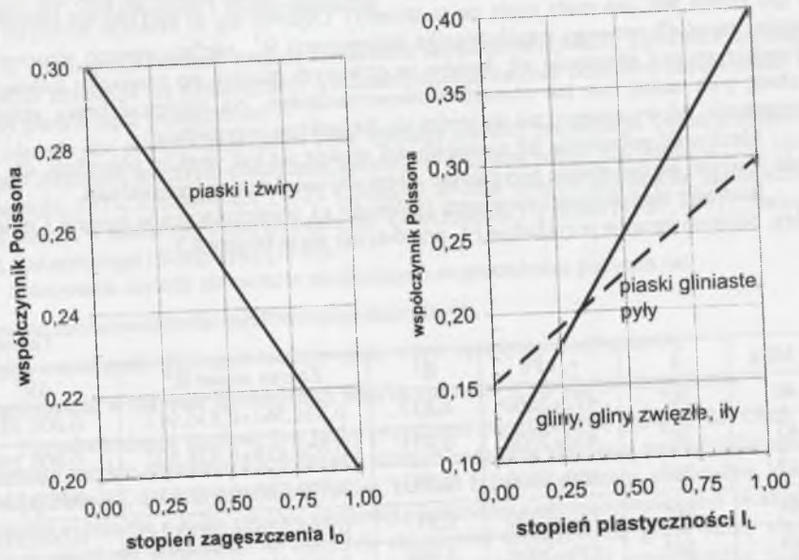
Nie wszystkie parametry odznaczają się podobną wrażliwością. W przypadku modelu Coulomba-Mohra (oraz Druckera-Pragera) do parametrów wrażliwych należą: spójność c, kąt tarcia wewnętrznego ϕ i moduł odkształcenia E. Natomiast wrażliwość modelu na zmiany wartości współczynnika Poissona ν jest mała. Notabene, możliwy zakres zmian jego wartości jest niewielki. Praktyczny przedział tych zmian waha się od wartości charakteryzującej skałę, z której powstał dany grunt, do wartości 0,5. Wyniki oznaczeń Kulhavy (1975), zestawione przez Glazera i Malinowskiego (1991), przedstawiono w tablicy 4.1. Natomiast wartości współczynnika Poissona dla gruntów, ustalone przez Jurika (1976) i zalecane przez Wiłuna (1987), przedstawiono na rys. 4.2. Generalnie wartość tego współczynnika maleje wraz ze wzrostem zagęszczenia gruntu i rośnie, gdy wzrasta wilgotność.

Tablica 4.1

Wyniki oznaczeń współczynnika Poissona ν dla skał (Kulhavy, 1975)

Wartość	Rodzaj skał					
	magmowe		metamorficzne		osadowe	
	plutoniczne (głębinowe)	wulkaniczne (wylewne)	niezłupko-wacone	złupkowa-cone	chemiczne	klastyczne*
maks.	0,39	0,32	0,40	0,40	0,43	**0,46**
min.	0,05	0,09	0,08	0,02	0,03	**0,03**
średnio	0,20	0,20	0,21	0,17	0,26	**0,15**

* skała klastyczna inaczej detrytyczna, tj. okruchowa, czyli grunt (J.P.)



Rys. 4.2. Współczynnik Poissona ν dla gruntów (Jurik, 1976)
Fig. 4.2. Poisson's ratio ν for soil (Jurik, 1976)

W zadaniu identyfikacji oprócz parametrów modelu występują jeszcze takie parametry geotechniczne jak: ciężar objętościowy gruntu γ, obciążenie erozyjne q* (działające w przeszłości na aktualnej powierzchni terenu) czy współczynnik parcia spoczynkowego gruntu K_0. Wartość tego ostatniego można określać ze wzoru $K_0=\nu/(1-\nu)$.

Studium parametryczne odniesione do modelu Modified Cam-clay (Pieczyrak, 1995b) wykazało, że czułość modelu na zmianę poszczególnych parametrów była zróżnicowana. W ogólności model MCC jest mniej wrażliwy na zmiany wartości Γ i M niż na zmiany wartości λ i κ. Również parametry geotechniczne charakteryzowały się zróżnicowaną siłą oddziaływania na kształt teoretycznej krzywej q^T-s^T. Bardziej istotny okazał się wpływ obciążenia erozyjnego q*. Natomiast wpływ zmian ciężaru objętościowego γ był nieznaczny.

Generalnie, wpływ zmian wartości γ jest mało istotny. Szczególnie dotyczy to badań laboratoryjnych. Notabene, w badaniach laboratoryjnych zawsze można w łatwy sposób określić prawdziwą wartość ciężaru objętościowego gruntu. Tym samym nie ma potrzeby wyznaczania jej poprzez wyrafinowane badania numeryczne, do jakich niewątpliwie należy rekurencyjna metoda analizy wstecznej.

4.3.2. Stabilność

Z badań autora (podrozdział 5.3.1, przykład F1) wynika, że niekiedy nawet znaczne zmiany wartości parametru nie powodują dostrzegalnych zmian przebiegu krzywej teoretycznej (po prostu jest ona mało czuła na te zmiany). Objawia się to brakiem istotnych zmian wartości zmodyfikowanego współczynnika determinacji R^2, zdefiniowanego wzorem (4.9). Niewielkie zmiany obserwuje się dopiero na czwartym miejscu po przecinku (tablica 4-1). Przebieg tych zmian nie ma charakteru monotonicznego. Na szczęście braku stabilności (przynajmniej tak wyraźnego) nie stwierdza się dla wektora optymalnego.

Możliwość pojawienia się niestabilności wydaje się być ważkim powodem, dla którego nie powinno się całkowicie rezygnować z heurystycznej metody poszukiwań.

Ilustrację niestabilności parametru (spójności c), występującego w modelu Coulomba-Mohra, obserwowanej w przykładzie F1, przedstawia się w tablicy 4.2.

Tablica 4.2

E, MPa	ϕ	c, kPa	R^2	Zakres zmian R^2	ΔR^2
40	30°	472÷2000	0,837	0,836.561÷0,836.913	0,000.352
45	30°	450÷2000	0,975	0,974.658÷0,974.897	0,000.239
47	30°	450÷2000	0,993	0,993.300÷0,993.451	0,000.151
48	30°	240÷2000	0,997	0,996.576÷0,997.174	0,000.598
49	30°	170÷2000	0,998	0,997.585÷0,997.749	0,000.164

4.3.3. Jednoznaczność

W tym samym przykładzie (podrozdział 5.3.1, przykład F1) pokazano, że w przypadku modelu Coulomba-Mohra można uzyskać dwa wektory parametrów, które z tą samą dokładnością rozwiązują zadanie identyfikacji parametrycznej (tablica 4.3).

Tablica 4.3

Parametr	Rozwiązanie 1	Rozwiązanie 2
E, MPa	49	49
c, kPa	234	30
ϕ	30°	67°
R^2	0,998.052 ≈ 0,998	0,997.705 ≈ 0,998

Wobec realnej możliwości pojawienia się rozwiązania niejednoznacznego zdanie się wyłącznie na wynik optymalizacyjnego procesu poszukiwań wydaje się być ryzykowne.

4.4. Model obliczeniowy

4.4.1. Model numeryczny i dyskretyzacja

W analizie zastosowano metodę elementów skończonych (MES). Zgodnie z wymaganiami MES dokonuje się dyskretyzacji (podziału) analizowanych obiektów odpowiednio na elementy płaskie bądź przestrzenne.

Metoda jest powszechnie znana i nie wymaga szerszej prezentacji. Grunt traktuje się jako ciało sprężyste, sprężysto-plastyczne, sprężysto-lepkoplastyczne, etc. (Bokota i in., 1998, Gryczmański, 1975, Zienkiewicz, 1972). Obszerny wykład metody elementów skończonych znaleźć można w nowszych monografiach, np. Zienkiewicza i Taylora (1987, 1991), Bathego (1996), Rakowskiego i Kacprzyka (1993).

Stosowanie metody elementów skończonych w geotechnice pozwala na:

1) łatwość modelowania ciał strefowo-niejednorodnych,
2) efektywność analiz fizycznie nieliniowych, w tym sprężysto-plastycznych,
3) elastyczność w zakresie aproksymacji silnych zaburzeń w rozkładzie naprężenia.

Niejednorodność strefowa jest jakby przypisana zagadnieniom geotechniki. Obok nieregularnego zwykle uwarstwienia podłoża i różnych rodzajów zbrojenia wzmacniającego dostarcza jej również, a może przede wszystkim, kontakt żelbetu z gruntem, materiałów, których sztywności różnią się o kilka rzędów wielkości. Ten rodzaj niejednorodności jest szczególnie ważny w niniejszej rozprawie. W metodzie elementów skończonych, gdzie każdy element może być opisany innymi parametrami, a ciągłość przemieszczeń jest automatyczna, modelowanie ciał strefowo-niejednorodnych nie różni się teoretycznie niczym od modelowania ciał jednorodnych. Trzeba jedynie pamiętać, że granice stref powinny się pokrywać z powierzchniami styku elementów. Praktyczna różnica tkwi tylko w konieczności gęstszego podziału w pierwszym przypadku. Tego rodzaju udogodnienia nie ma ani w metodach analitycznych, ani w metodzie elementów brzegowych (MEB).

Efektywność MES w analizach fizycznie nieliniowych ma swe źródło w uniwersalizmie zasady prac wirtualnych, leżącej u podstaw metody. Ważność tej zasady nie ogranicza się do ciał liniowo sprężystych. Działa ona niezależnie od prawa materiałowego. Washizu

(1975) podał jej infinitezymalnie przyrostowe sformułowanie rozciągające stosowalność MES na materiały z plastycznością.

Dzięki temu możliwe są dowolne przyrostowo-iteracyjne procedury MES analiz zagadnień, między innymi racjonalne kombinacje metod zmiennej sztywności i obciążeń początkowych oraz algorytmy Crisfielda i BFGS (Zienkiewicz i Taylor, 1991). Nie można tego powiedzieć o konkurencyjnej metodzie MEB, gdzie ograniczenie źródłowej zasady wzajemności Bettiego do liniowej sprężystości zmusza do kurczowego trzymania się metody naprężeń początkowych.

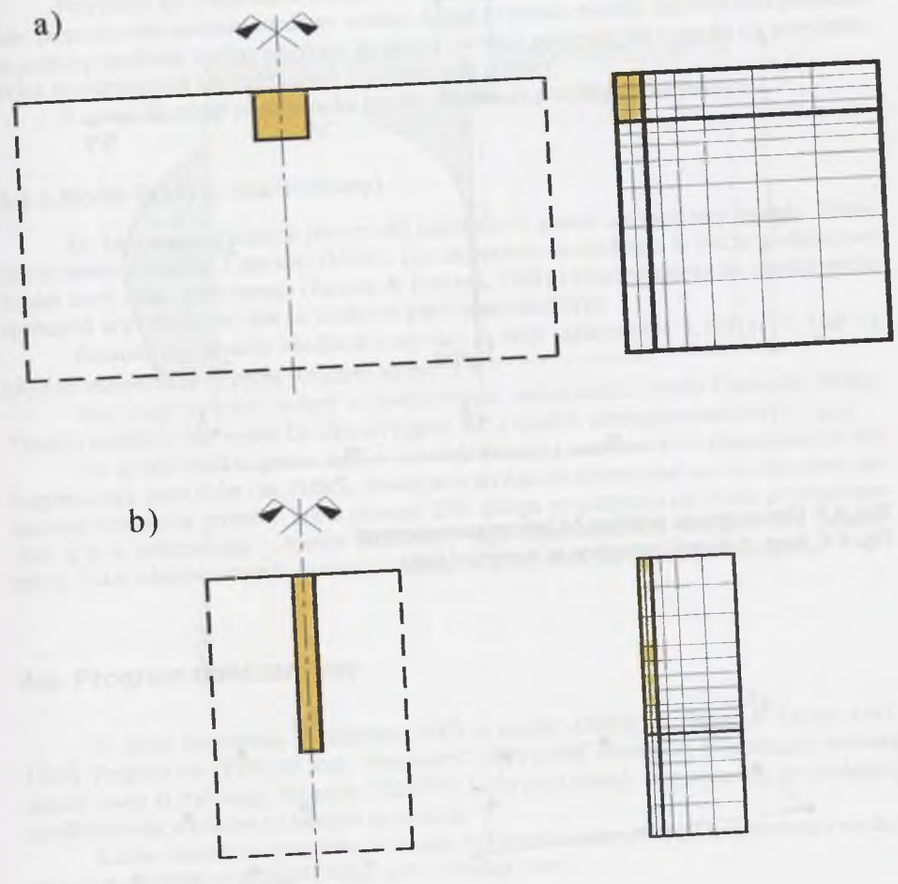
Elastyczność MES w zakresie aproksymacji lokalnych zaburzeń wokół współdziałającej z gruntem konstrukcji, szybko zanikających wraz z oddaleniem od tego obszaru, polega na możliwości łączenia różnych środków dyskretyzacyjnych: zmian typów elementów od bardziej złożonych (z węzłami pośrednimi) do prostszych (z węzłami wierzchołkowymi), zwiększania wymiarów elementów, ograniczenia wymiarów rozważanego otoczenia konstrukcji wraz z dostosowaniem jego kształtu do geometrii kontaktu konstrukcji z gruntem.

Wymiary ciała aproksymującego grunt dobierane są w ten sposób, by błędy wynikające z uproszczonych warunków brzegowych na zewnętrznej granicy nie miały wpływu na wyniki analizy interakcji (wyznaczania wielkości kontaktowych).

Przykładowo, geometria modelu numerycznego układu obiekt-podłoże, w zależności od rodzaju badanego obiektu, pokazana została na rys. 4.3. Granice badanego obszaru przyjęto jako r=5B i z=5B (rys. 4.4). Przy takim założeniu (dla zadania osiowo-symetrycznego) maksymalna wartość naprężeń poziomych σ_r - na ścianie rozważanego walca - na głębokości z=(2,5÷3,0)B i pionowych σ_z - w dnie tegoż walca, ustalonych według liniowej teorii sprężystości, wynosi odpowiednio $\sigma_r \approx 0{,}0032q$ i $\sigma_z \approx 0{,}0148q$ (Poulos & Davis, 1974). Ponieważ z doświadczeń mechaniki gruntów wynika, że teoria sprężystości daje tu oszacowanie zawyżone, zatem naprężenia rzeczywiste będą mniejsze (lub znacznie mniejsze w przypadku naprężeń poziomych) od 1% wartości obciążenia q. Tym samym przyjęty do badań numerycznych obszar obejmuje całą znaczącą strefę podległą działaniu obciążenia q, a jego granice nie mają wpływu na charakterystykę „obciążenie - osiadanie".

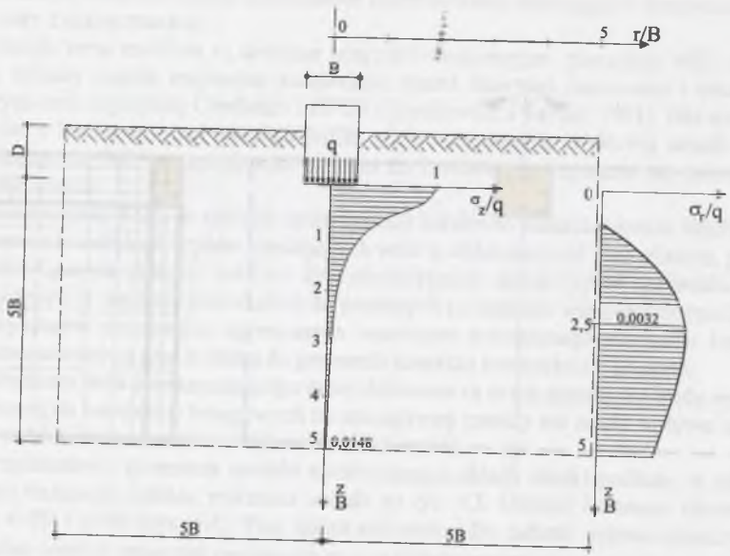
Przy dyskretyzacji zastosowano następujące, powszechnie uznane zasady:

1) na elementy skończone dzielony jest obszar analizy traktowany jako całość;
2) granice stref materiałowych powinny się pokrywać z granicami elementów, każda strefa materiałowa może być podzielona dodatkowo;
3) preferuje się
   w przypadku zadania płaskiego ośmiowęzłowe czworoboczne elementy izoparametryczne (rys. 4.5a) lub sześciowęzłowe elementy trójkątne (rys. 4.5b),
   w przypadku zadania przestrzennego dwudziestowęzłowy sześciościenny element izoparametryczny (rys. 4.5c).
   W obu przypadkach są to elementy drugiego rzędu - aproksymacja przemieszczeń wielomianami interpolacyjnymi drugiego stopnia;
4) układy elementów dostosowane są kształtem do geometrii obiektu i podłoża (rys. 4.3), przy czym w miarę oddalania się od styku obiektu z podłożem stosuje się podział coraz rzadszy.

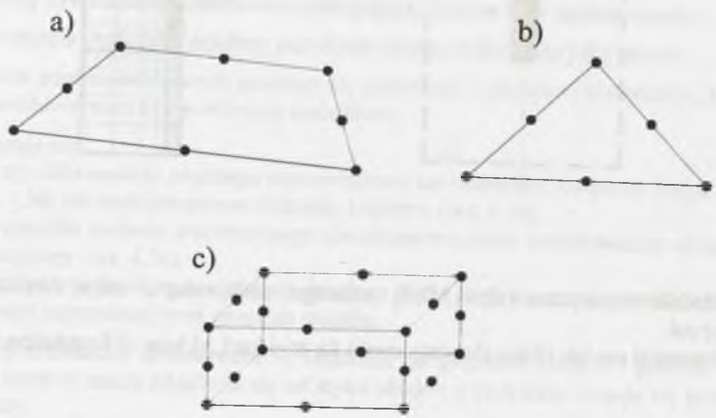


Rys. 4.3. Modele numeryczne (siatki MES) próbnego obciążenia; a) stopa fundamentowa, b) pal

Fig. 4.3. Numerical models (finite elements mesh) for trial load, a) base of foundation, b) pile



Rys. 4.4. Obszar gruntu poddany badaniom numerycznym
Fig. 4.4. Area of subsoil submitted to numerical tests



Rys. 4.5. Preferowane typy elementów skończonych; a) ośmiowęzłowy element czworoboczny, b) sześciowęzłowy element trójkątny, c) dwudziestowęzłowy element sześcienny
Fig 4.5. Preferred types of finite elements; quadrilateral eight-nodes element, b) triangular six-node element, c) cubic twenty-nodes element

4.4.2. Warunki brzegowe

Przyjmuje się przybliżone warunki brzegowe, typowe dla zagadnień mechaniki gruntów: nieprzesuwne podpory węzłowe wzdłuż dolnej krawędzi modelu podłoża oraz przesuwne podpory węzłowe wzdłuż pionowej krawędzi i wzdłuż pionowej osi symetrii (w przypadku zadań przestrzennych krawędź należy rozumieć jako ścianę).

Z uwagi na udział plastyczności proces obciążania przebiega przyrostowo.

4.4.3. Model fizyczny (materiałowy)

Do badań numerycznych jako model materiałowy gruntu wybrano trzy modele. Pierwszy to model Modified Cam-clay (MCC). Jak zauważono w rozdziale 3, jest to podstawowy model teorii stanu krytycznego (Roscoe & Burland, 1968) i obecnie należy do modeli preferowanych w geotechnice. Jest on modelem pięcioparametrowym.

Parametrami modelu Modified Cam-clay są stałe materiałowe $\lambda,\kappa,\Gamma,M,G$ (lub ν), których interpretację fizyczną pokazano na rys. 3.9.

Jako drugi wybrano, będący w powszechnym zastosowaniu, model Coulomba-Mohra. Trzecim modelem jest model Druckera-Pragera. Są to modele czteroparametrowe (E,ν,ϕ,c).

Na wybór modelu gruntu wpływ wywarła strategia nazwana ESE (Experimental Soil Engineering), patrz Dyer i in. (1986). Strategia ta wydaje się dominować we współcześnie stosowanej mechanice gruntów. Istota strategii ESE polega na przyjęciu możliwie prostego modelu gruntu połączonego z bardzo dokładnym jego kalibrowaniem (szacowaniem parametrów). Takie właśnie warunki stwarzają badania w dużej skali, czyli próbne obciążenie.

4.5. Program obliczeniowy

W pracy korzystano z programu MES o nazwie CRISP'93 (Britto & Gunn, 1987, 1990). Program ten (CRItical State Program=CRISP) został stworzony do realizacji wdrożeń modeli stanu krytycznego. Program CRISP'93 korzysta z metody przyrostowej, pozwalającej na aktualizację wyników po każdym przyroście.

Każda rozbudowa programu liczącego w kierunku optymalizacji jest złożona i wydaje się być trudniejsza od podstawowego celu niniejszej pracy.

4.6. Algorytm obliczeniowy

4.6.1. Procedura optymalizacyjna

4.6.1.1. Metoda kompleksów Boxa

Nowoczesne narzędzie optymalizacji stanowią metody programowania matematycznego. Na obecnym etapie rozwoju zastosowanie praktyczne mają metody programowania, głównie liniowego (Jacoby i in., 1972, Bunday, 1984).

Procedura optymalizacyjna sprowadza się do znalezienia minimum funkcji wyników:

$$r=f(\{x_j\}) \qquad j=1, 2, ..., m, \tag{4.10}$$

gdzie:

$\{(x_j\})=(x_1, x_2,....., x_m)$ - wektor parametrów modelu o nieujemnych składowych ($x \geq 0$),

$f(\{x_j\})=\sum_{i=1}^{n}(s_i^T - s_i^E)^2$ - funkcja celu (wyników),

$s_i^T = f(\{x_j\}, p_i)$ - i=1, 2,...., n osiadanie stempla poddanego obciążeniu p_i, uzyskane z rozwiązania teoretycznego (T),

s_i^E - eksperymentalna (E) wartość osiadań tego stempla poddanego obciążeniu p_i,

m - liczba parametrów modelu,

n - liczba analizowanych stopni obciążenia.

Przestrzeń możliwych realizacji wektora parametrów $\{x_j\}$ stanowi przestrzeń m-wymiarowa (R^m).

W rzeczywistości materialnej wektory wartości parametrów $\{x_j\}$ mają realne granice występowania

$$d_j \leq x_j \leq g_j \qquad j=1, 2,....., m. \tag{4.11}$$

Tym samym wyznaczony jest obszar rozwiązań K funkcji $r=f(\{x_j\})$.

Wybierając m+1 punktów przestrzeni R^m, odpowiadających odpowiednio wektorom

$$\{x_j\}_1, \{x_j\}_2,....., \{x_j\}_{m+1}, \tag{4.12}$$

tworzymy w niej elementarną formę, zwaną simpleksem (Jacoby i in., 1972). W każdym wierzchołku simpleksu obliczana jest funkcja (4.1). Następnie po odrzuceniu wierzchołka, dla którego wartość funkcji (4.1) osiąga wartość największą, poszukujemy według specjalnego algorytmu nowy wierzchołek, tworząc w ten sposób nowy simpleks. Taka metoda poszukiwań, stworzona przez Dantziga (Dantzig, 1949), nazwana została metodą simpleksów.

Metoda simpleksów jest metodą przekształceń tożsamościowych pierwszego rozwiązania dopuszczalnego $\mathbf{x}^{(1)}$, które to przekształcenia prowadzą - po skończonej liczbie iteracji - do rozwiązania optymalnego $\mathbf{x}^{(o)}$, o ile, oczywiście, rozwiązanie takie istnieje.

Na uwagę zasługuje metoda kompleksów Boxa (Box, 1965), która stanowi modyfikację metody simpleksów opracowanej przez Neldera - Meada (Nelder & Mead, 1965). Metoda kompleksów Boxa, w przeciwieństwie do metody Neldera - Meada, pozwala uwzględnić ograniczenia (4.11).

Przydatność metody kompleksów Boxa wyraźnie rośnie wraz ze wzrostem liczby parametrów modelu gruntu. Przy niewielkiej ich liczbie efektywność metody nie zostaje wykorzystana.

4.6.1.2. Metoda Monte Carlo (przeszukiwania losowego)

Rozwiązanie problemu obliczeniowego metodą symulacji (powszechnie zwaną metodą Monte Carlo lub doświadczeń statystycznych) opiera się na algorytmie, za pomocą którego znajduje się szukaną wielkość $f(\{x_j\})$ dokładnie albo z zadanym błędem. Matematyczną istotę zagadnienia modeluje się z wykorzystaniem praw wielkich liczb, odniesionych do wielokrotnych prób losowych. Przebieg zdarzeń numerycznych jest sterowany generatorem liczb losowych.

W metodzie Monte Carlo nie mamy wpływu na wartość rozważanego wektora parametrów. Tymczasem może nastąpić zatrzymanie procesu badań numerycznych w przypadku, gdy losowo symulowana wartość tego wektora prowadzi do nieoznaczoności związków formalnych. Ponadto, metoda Monte Carlo jest metodą wolną i tylko wówczas szybko prowadzi do celu, gdy zadowalamy się małą dokładnością.

4.6.1.3. Metoda przeszukiwania systematycznego

Systematyczne przeszukiwanie zbioru dopuszczalnych wartości zmiennych decyzyjnych (parametrów modelu gruntu) polega na wyznaczeniu minimalnej wartości funkcji $f(\{x_j\})$ przy posuwaniu się stałym krokiem w przedziałach realnych zmian wartości poszczególnych parametrów modelu gruntu (4.11). Liczba węzłów tej siatki (czyli liczba przeszukiwań systematycznych) okazuje się olbrzymia i wyraża się związkiem:

$$n_{ps}= p^m, \tag{4.13}$$

gdzie m - liczba zmiennych wejściowych (parametrów modelu), a p - liczba poziomów wartości wejść $\{x_j\}$. W przypadku pięcioparametrowego modelu MCC (m=5) liczba ta wynosi odpowiednio:

$n_{ps}=$ 3.125 dla p=5 (5 poziomów badań),

$n_{ps}=$100.000 dla p=10 (10 poziomów badań).

Jak widać, cena, jaką należy zapłacić za maksymalną informatywność, wynikającą z systematycznego poszukiwania, jest tak wysoka, że nie zawsze można się na nią zgodzić.

Pracochłonność metody można wydajnie zmniejszyć, o ile zastosuje się przeszukiwanie dwuetapowe. W etapie pierwszym, dla umiarkowanie małej wartości p (poziomów badań) należy określić obszar występowania minimum funkcji $r=f(\{x_j\})$. W etapie drugim badaniom poddaje się tylko wybrany obszar.

W związku z wymaganym dużym nakładem pracy metoda przeszukiwania systematycznego może być użyteczna w przypadku małej liczby zmiennych (parametrów modelu gruntu).

4.6.1.4. Kompromis Marquardta

W pewnych zagadnieniach charakteryzujących się nieliniowością względem parametrów najwygodniej jest sformułować równania normalne, a następnie do ich rozwiązania wprowadzić odpowiednią metodę iteracyjną. W przypadku gdy dostępne informacje zawarte są w zbiorze pomiarów stanowiących wykres rozproszony i brak jest wyrażenia analitycznego, wówczas różniczki zastępujemy różnicami skończonymi. Niestety, przy takim podejściu na wartość różnicy bardziej wpływa wektor parametrów modelu niż prowadzący analizę badacz.

Z dostępnych sposobów na uwagę zasługuje metoda Marquardta, która jest kompromisem pomiędzy metodą linearyzacji (lub rozwinięcia w szereg Taylora) a metodą najszybszego spadku i wydaje się, że łączy najlepsze cechy obu metod, przy braku najistotniejszych ograniczeń (Marquardt, 1963). Jej zaletą jest to, że prawie zawsze jest zbieżna i nie „zwalnia zbieżności", co często występuje w metodzie najszybszego spadku (Draper & Smith, 1973).

Zastosowanie metody Marquardta wymaga, aby funkcja celu określona była analitycznie. Z punktu widzenia celu niniejszej pracy - identyfikacji parametrycznej na podstawie dyskretnego zbioru pomiarów próbnego obciążenia - przydatność tej metody wydaje się być mało obiecująca.

4.6.2. Metoda heurystyczna

Punktem wyjścia w metodzie heurystycznej jest tylko jeden wektor parametrów modelu gruntu $\{x_j\}$, a nie jak w metodzie simpleksów m+1 wektorów. Proces iteracji jest tym krótszy, im wyjściowy wektor parametrów $\mathbf{x}^{(1)}$ bliższy jest końcowemu (poszukiwanemu) wektorowi parametrów $\mathbf{x}^{(o)}$. Badaniom numerycznym kolejno poddaje się poszczególne parametry $x_{j=1}$, $x_{j=2}$, itd., aż do $x_{j=m}$ przy zachowaniu stałej wartości pozostałych parametrów.

Zaletą metody heurystycznej jest doraźna kontrola zbieżności procesu iteracyjnego połączona z bardzo ważną dla badacza oceną wpływu (wagi) danego parametru.

Nie bez znaczenia jest fakt, że bezpośrednie śledzenie procesu iteracji pozwala łatwo stwierdzić, na ile możliwe jest zbliżenie się rozwiązania teoretycznego do rozwiązania eksperymentalnego.

Tak więc użyteczną właściwością metody heurystycznej jest jej przejrzystość, ułatwiająca dość proste kierowanie się do celu. Czas poszukiwań heurystycznych, przy dzisiejszej prędkości komputerów, nie stanowi przeszkody do stosowania tej metody. W przypadku modelu pięcioparametrowego (m=5) wystarczy 30÷50 poszukiwań.

Chociaż dowolna metoda poszukiwań mogłaby mieć zastosowanie, to o wyborze metody heurystycznej przesądza jej prostota i przejrzystość.

Korzysta się z metody heurystycznej, ponieważ struktura programu CRISP'93 nie pozwala na realizację procedury optymalizacyjnej Boxa.

W przypadku modeli o większej liczbie parametrów, jak np. MCC, należałoby rozbudować program liczący o samoistnie realizującą się nakładkę optymalizacyjną. Jednakże, jak to wynika z doświadczenia autora (niestabilność i niejednoznaczność procesu poszukiwań wektora parametrów), najpierw należałoby znaleźć przybliżone rozwiązanie metodą heurystyczną, a dopiero w drugiej kolejności włączyć program optymalizacyjny.

5. PRZYKŁADY WYZNACZANIA PARAMETRÓW MODELI GRUNTU

5.1. Wprowadzenie

Przedstawiono identyfikację parametryczną trzech modeli gruntu: modelu Coulomba-Mohra (C-M), Druckera-Pragera (D-P) i modelu modified Cam-clay (MCC). Pierwszy model, mimo że jest najstarszy, do dzisiaj znajduje powszechne zastosowanie, głównie z uwagi na prostą i czytelną interpretację. Jest to model czteroparametrowy (E, ν, c i ϕ). Model Druckera-Pragera, również czteroparametrowy, jest modyfikacją pierwszego. Trzeci z modeli, MCC, jest współczesnym zaawansowanym narzędziem opisu zachowania się gruntu, a ponadto zyskał szerokie zastosowanie. Jest to model pięcioparametrowy ($\lambda, \kappa, \Gamma, M, G$).

Do przeprowadzenia identyfikacji parametrów modeli gruntu wykorzystano wyniki próbnego obciążenia w skali laboratoryjnej i w dużej skali (badania in situ).

W wykorzystanych badaniach próbnego obciążenia zastosowano dwa różne systemy przykładania obciążenia. W badaniach realizowanych w skali laboratoryjnej zastosowano metodę stałego obciążania; wskaźnikiem przykładanego obciążenia była stała prędkość odkształcenia (Constant Rate of Strain = CRS). Zrealizowano również badania metodą stałych stopni obciążenia (stopniowego obciążania). Natomiast w badaniach przeprowadzonych in situ zastosowano tylko metodę stałych stopni obciążenia.

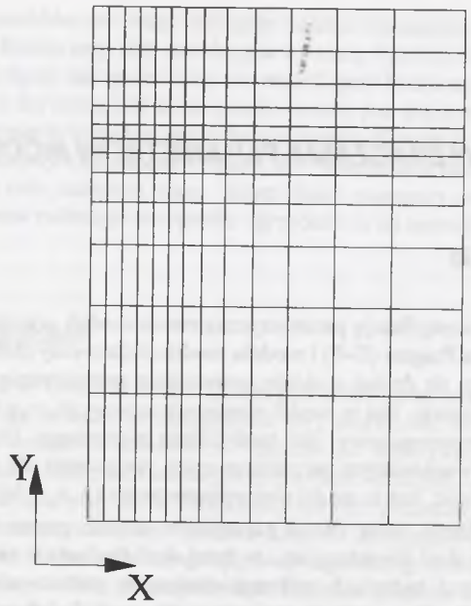
5.2. Identyfikacja parametryczna na podstawie badań w skali laboratoryjnej

5.2.1. PRZYKŁAD L1

Skałę płonną, z bieżącej produkcji KWK „Śląsk" (spreparowaną przez odrzucenie ziarn większych od 10 mm), poddano próbnemu obciążeniu w skrzyni badawczej. Zastosowano technikę stałej prędkości odkształcenia CRS. W odniesienu do tego samego materiału badanie przeprowadzono dwukrotnie. Pierwsze badanie zrealizowano stosując wymuszoną prędkość odkształcenia ds/dt=1,0 mm/dobę, a drugie z prędkością 10,5 mm/dobę. Obie zależności eksperymentalne q^E-s^E przedstawiono na rys. 2.13. Ten przykład odnosi się do badania CRS=1,0 mm/dobę.

Założono, że właściwości badanego gruntu opisuje model Coulomba-Mohra (C-M). Parametrami tego modelu są: E, ν, c i ϕ. Jednakże procedurze identyfikacji poddano tylko E, c i ϕ. Dla współczynnika Poissona ν, jako mającego mały wpływ, arbitralnie przyjęto wartość 0,2. Wartość ciężaru objętościowego gruntu γ została dokładnie określona w laboratorium (γ=14,4 kN/m^3). Wykorzystując program CRISP i stosując podejście heurystyczne, rozwiązano zadanie odwrotne.

Przyjętą dla zadania siatkę elementów skończonych pokazano na rys. 5.1. Siatka zawiera 156 elementów i 182 węzły.



Rys. 5.1. Badanie w skrzyni – siatka elementów skończonych
Fig. 5.1. Test in a box – the finite elements mesh

Identyfikacja parametryczna wymaga znajomości geotechniki oraz pewnej strategii postępowania formalnego. Strategia ta zależy od modelu, dla którego poszukuje się parametrów. W przypadku modelu Coulomba-Mohra (jak również modelu Druckera-Pragera) w pierwszej kolejności należy ustalić wartość modułu E. Jako wartość wyjściową przyjmujemy tangens pochylenia początkowej krzywej eksperymentalnej q^E-s^E do osi s (czyli $\Delta q/\Delta s$). W drugiej kolejności ustala się wartości c i ϕ pamiętając, że w modelu Coulomba-Mohra wartości te są sprzężone. Po przyjęciu wartości jednej z tych wielkości, np. „c", należy znaleźć wartość drugiego parametru, tj. „ϕ". Kryterium wyboru jest wartość zmodyfikowanego współczynnika determinacji R^2 (4.9). Następnie przyjmujemy nową wartość parametru c i w analogiczny sposób poszukujemy kolejną wartość ϕ. Kroki te powtarzamy do momentu, aż wartość R^2 w zadowalający nas sposób zbliży się do wartości 1.

Oprócz wartości R^2 należy również śledzić przebieg krzywej teoretycznej względem krzywej eksperymentalnej. Z punktu widzenia identyfikacji parametrycznej ważniejsze jest, aby krzywa teoretyczna mniej więcej pokrywała krzywą eksperymentalną niż, aby suma kwadratów jej odchyleń od krzywej eksperymentalnej (4.8) była najmniejsza. Tak więc należy nałożyć dodatkowy warunek, aby w wyróżnionych punktach, zwanych punktami kollokacji (Majchrzak i Mochnacki, 1996), odległość odpowiadających sobie punktów P_i^E i P_i^T, o współrzędnych

$$(q_i^E, s_i^E) \quad \text{i} \quad (q_i^T, s_i^T),$$

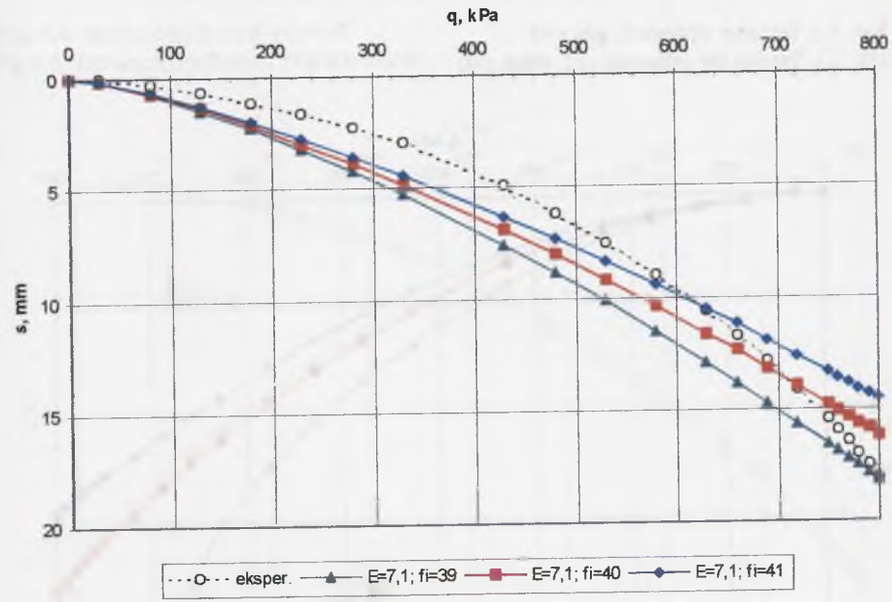
była ograniczona warunkiem

$$\left|P_i^E - P_i^T\right| \le \varepsilon .$$

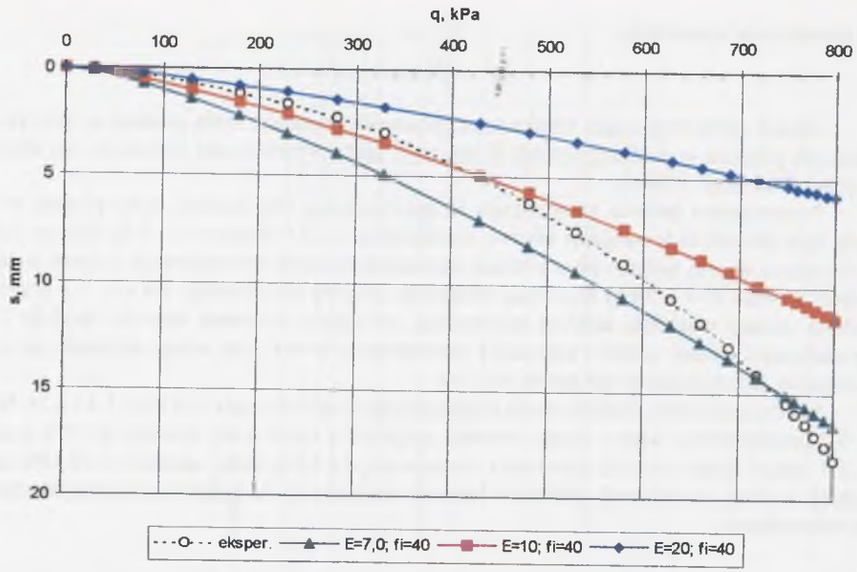
Odpady górnictwa węgla kamiennego (powszechnie zwane skałą płonną) są antropogenicznym gruntem grubookruchowym. Mimo swej grubookruchowości wykazują one efekt spójności (Pieczyrak, 2000b).

Prezentowane badania potwierdzają to spostrzeżenie. Dla badanej skały płonnej nie można było znaleźć zadowalającej krzywej teoretycznej, o ile c=0 (rys. 5.2 i 5.3). Na rys. 5.2 zamieszczono wyniki badań wpływu zmian wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ (przy stałej wartości modułu E=7,1 MPa) na zmiany przebiegu krzywej teoretycznej. Na rys. 5.3 przedstawiono zmiany przebiegu krzywej teoretycznej wywołane zmianami wartości modułu E, przy zachowaniu stałej wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ=40°. Jak widać, zbliżenie się do rozwiązania zadowalającego nie jest tu możliwe.

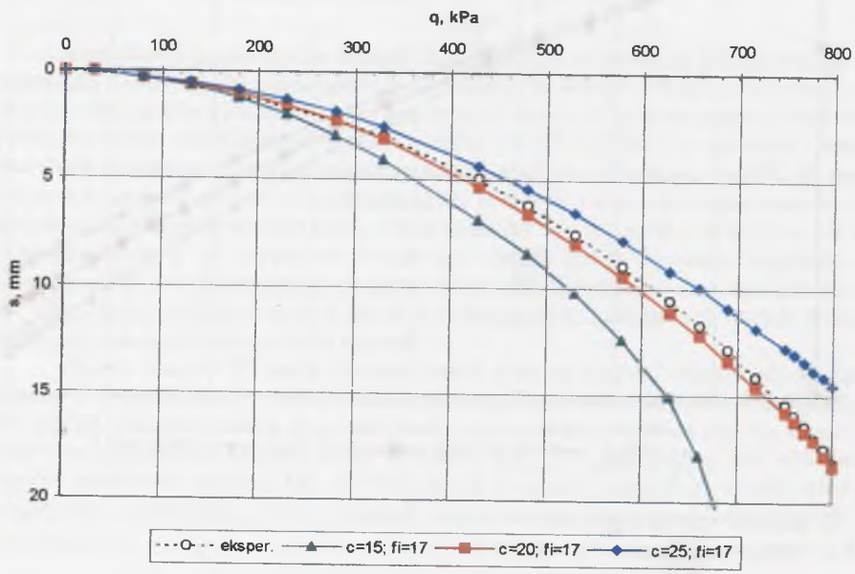
Efekt poszukiwań numerycznych ulega radykalnej zmianie, gdy c>0 (rys. 5.4 i 5.5). Na rys. 5.4 przedstawiono wpływ zmian wartości spójności c (przy stałej wartości ϕ=17°), a na rys. 5.5 wpływ zmian wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ (przy stałej wartości c=20 kPa) na przebieg krzywej teoretycznej. Zbliżenie krzywej teoretycznej do krzywej eksperymentalnej jest zadowalające.



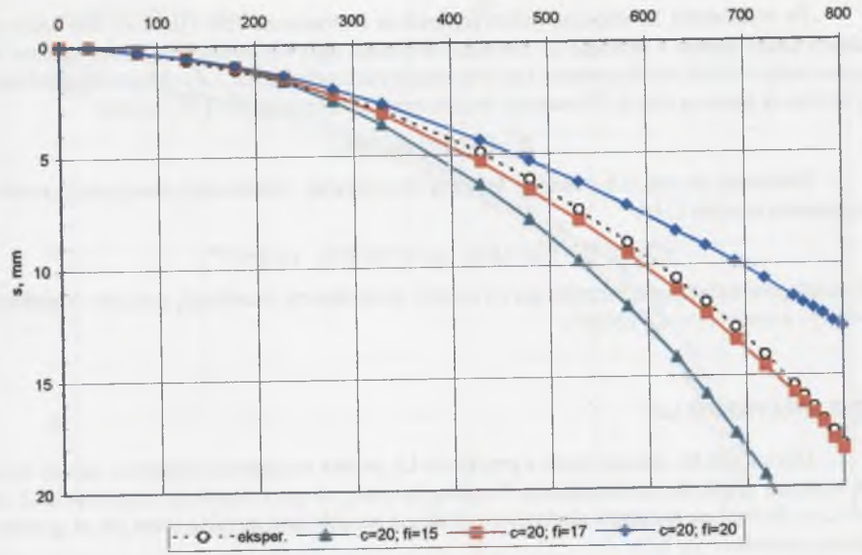
Rys. 5.2. Badanie wpływu ϕ, gdy c=0
Fig. 5.2. Testing the influence of ϕ when c=0



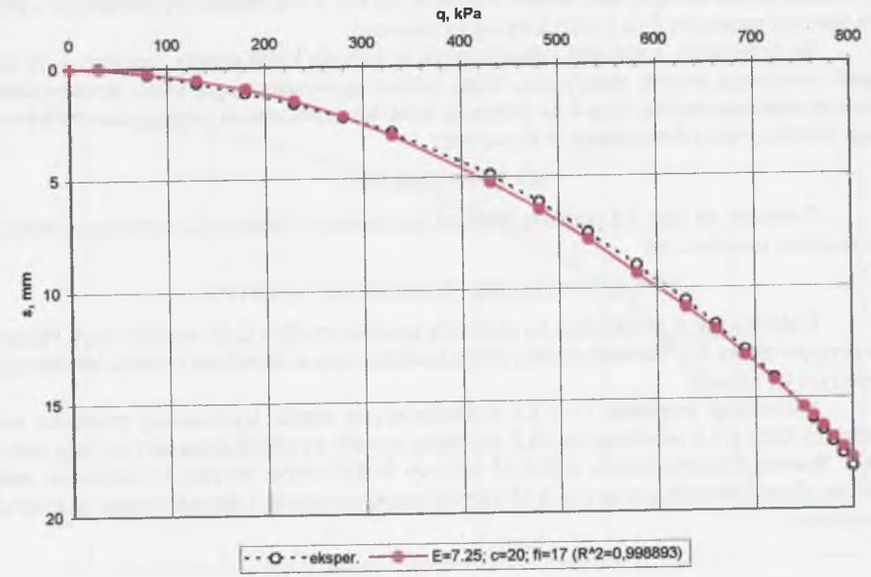
Rys. 5.3. Badanie wpływu E, gdy c=0
Fig. 5.3. Testing the influence of E when c=0



Rys. 5.4. Badanie wpływu c
Fig. 5.4 .Testing the influence of c



Rys. 5.5. Badanie wpływu ϕ, gdy c>0
Fig 5.5. Testing the influence of ϕ when c>0



Rys. 5.6. Przykład L1 (CRS=1 mm/d). Krzywa eksperymentalna i teoretyczna
Fig. 5.6. Example L1 (CRS=1 mm/d). Experimental and theoretical curve

Po wykonaniu 32 obliczeń numerycznych na komputerze PENTIUM II, 300 MHz (z których każde trwało 3 minuty i 30 sekund) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej (rys. 5.6). Miara tej ścisłości, wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika determinacji (4.9), wynosi:

$$R^2=0,99889\approx0,9989.$$

Pokazany na rys. 5.6 przebieg krzywej teoretycznej determinuje następujący wektor parametrów modelu C-M:

$$\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=E=7,25\text{ MPa},\quad x_2=c=20\text{ kPa},\quad x_3=\phi=17°).$$

Wartości pozostałych parametrów, jak to zostało powiedziane wcześniej, przyjęto arbitralnie ($\nu=0,2$) i z badań ($\gamma=14,4$ kN/m^3).

5.2.2. PRZYKŁAD L2

Dla warunków identycznych z przykładu L1 próbne obciążenie wykonano dla 10 krotnie większej prędkości odkształcenia. Przebieg krzywej eksperymentalnej przedstawiono na rys. 2.13. Podział na elementy skończone i strategia poszukiwań są takie same jak w przykładzie poprzednim (rys. 5.1).

Porównując krzywe eksperymentalne (rys. 2.13 i rys. 5.9), uzyskane z badań różniących się tylko prędkością wymuszonych odkształceń, konstatujemy, że mają one nieco inne pochylenia. Z tego faktu można wyprowadzić wniosek, że wektory parametrów ustalone dla tych badań różnić się będą wartościami modułów. Na rys. 5.7 pokazano wynik badania wpływu wartości parametru E na kształt krzywej teoretycznej.

Po wykonaniu 3 obliczeń numerycznych (z których każde trwało 3 minuty i 30 sekund) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej (rys. 5.8). Miara tej ścisłości, wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika determinacji (4.9), wynosi:

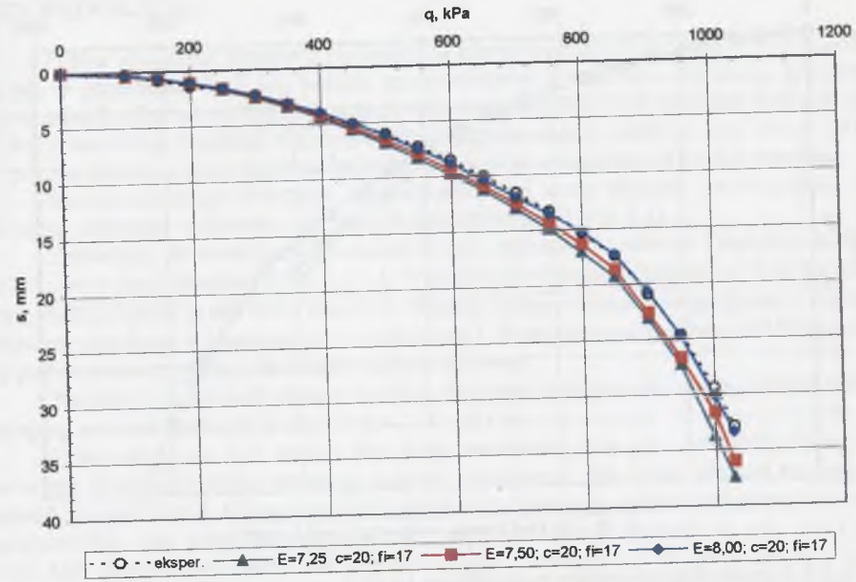
$$R^2=0,999152\approx0,9992.$$

Pokazany na rys. 5.8 przebieg krzywej teoretycznej determinuje następujący wektor parametrów modelu C-M:

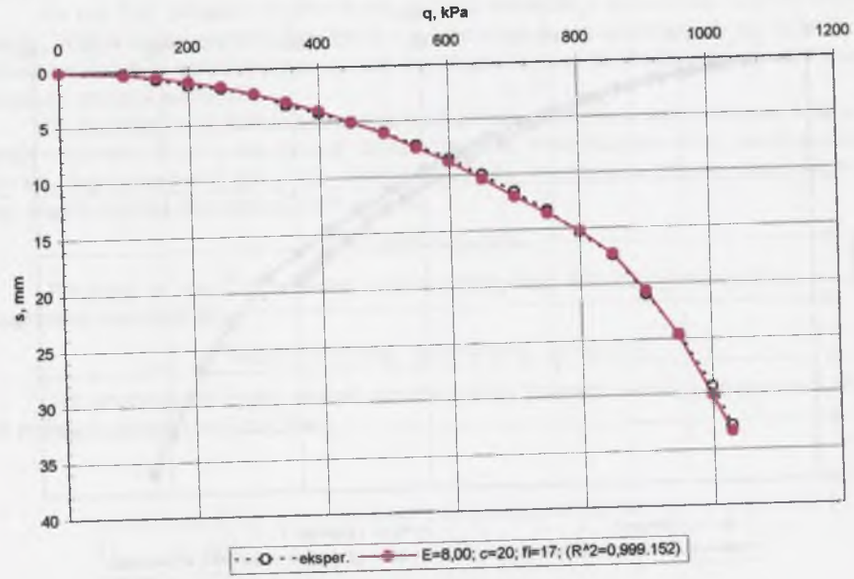
$$\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=E=8,00\text{ MPa},\quad x_2=c=20\text{ kPa},\quad x_3=\phi=17°).$$

Podobnie jak w przykładzie L1 pozostały parametr modelu C-M współczynnik Poissona przyjęto równy 0,2. Wartość ciężaru objętościowego gruntu określono z badań laboratoryjnych ($\gamma=14,4$ kN/m^3).

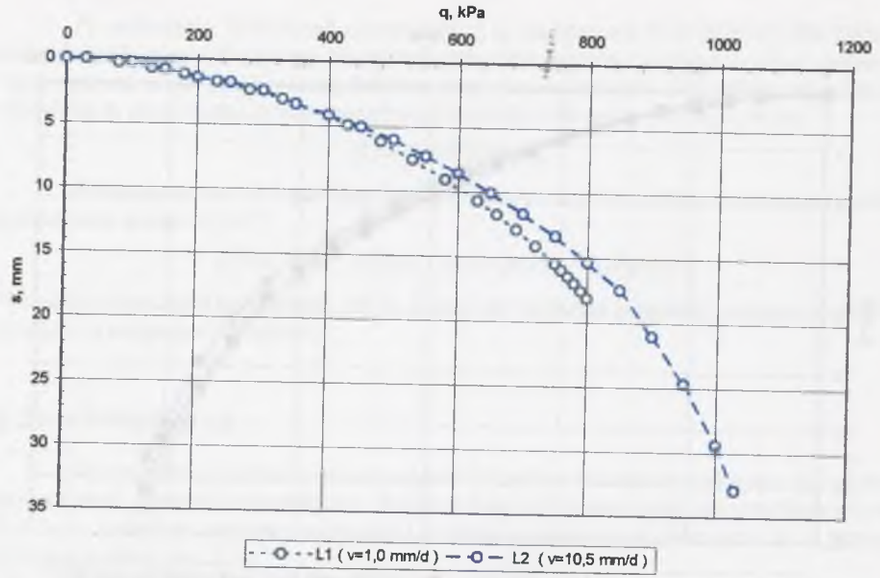
Porównując przykłady L1 i L2 stwierdzamy, że wzrost wymuszonej prędkości odkształceń CRS z 1,0 mm/dobę do 10,5 mm/dobę wyraził się zwiększoną sztywnością materiału. Wartość modułu wzrosła z E=7,25 MPa do E=8,00 MPa. Na rys. 5.9 pokazano obie krzywe eksperymentalne, a na rys. 5.10 krzywe eksperymentalne i aproksymujące je krzywe teoretyczne.



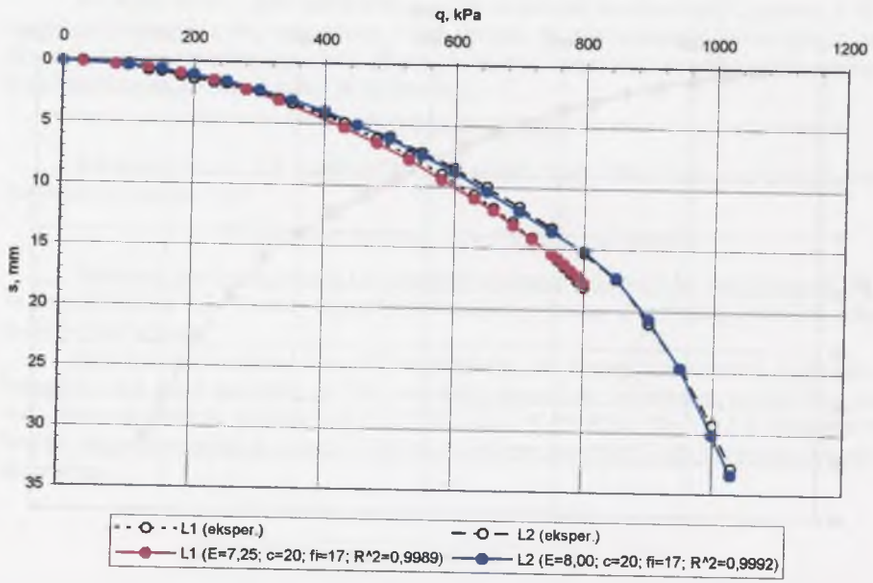
Rys. 5.7. Badanie wpływu E
Fig. 5.7 .Testing the influence of E



Rys. 5.8. Przykład L2 (CRS=10,5 mm/d). Krzywa eksperymentalna i teoretyczna
Fig. 5.8 .Example L2 (CRS=10,5 mm/d). Experimental and theoretical curve



Rys. 5.9. Krzywe eksperymentalne z przykładów L1 i L2
Fig. 5.9 .Experimental curves from the examples L1 and L2



Rys. 5.10. Krzywe eksperymentalne i teoretyczne z przykładów L1 i L2
Fig. 5.10. Experimental and theoretical curves from the examples L1 and L2

5.2.3. PRZYKŁAD L3

Próbne obciążenie stemplem wykonano na piasku średnim (U=2,58, C_c=0,93). Podobnie jak w przykładach L1 i L2, badania przeprowadzono dwukrotnie, różnicując prędkość wymuszonych odkształceń. Pierwsze badanie wykonano dla CRS=12,0 mm/dobę, a drugie dla CRS=1,0 mm/dobę. Przebiegi obu krzywych eksperymentalnych przedstawiono na rys 2.14. W tym przykładzie analizie poddano badanie wykonane w warunkach CRS=12,0 mm/dobę.

Badanie próbnego obciążenia zrealizowano w tej samej skrzyni, a więc podział na elementy skończone zachowano taki sam jak w przykładzie L1 (rys. 5.1).

Zakładając, że właściwości badanego gruntu opisane są modelem Coulomba-Mohra (C-M), identyfikacji poddano tylko E, c i ϕ. Wartość współczynnika Poissona ν=0,26 przyjęto z zależności podanej przez Jurika (rys. 4.2). Wartość ciężaru objętościowego gruntu γ została dokładnie określona w laboratorium (γ=16,8 kN/m^3). Wykorzystując program CRISP i stosując podejście heurystyczne, rozwiązano zadanie odwrotne.

Podobnie jak dla skały płonnej również dla piasku średniego nie można znaleźć zadowalającej krzywej teoretycznej dla c=0 (rys. 5.11 i 5.12).

Pokazane na rys. 5.11 zmiany kąta tarcia wewnętrznego ϕ, gdy c=0 i E=20 MPa, nie wywołują pożądanych zmian przebiegu krzywej teoretycznej. Jak widać, dla c=0 nie można znaleźć wartości kąta ϕ, która pozwoliłaby uzyskać zadowalającą aproksymantę krzywej eksperymentalnej. Tak samo bezowocne okazały się poszukiwania wartości E, gdy c=0 (rys. 5.12). Gdy spójność c=0, wówczas wszystkie krzywe teoretyczne q^T-s^T, pokazane na rysunkach 5.11 i 5.12, nie doznają wygięcia, jakie obserwujemy dla krzywej eksperymentalnej q^E-s^E w miejscu q≈400 kPa.

Zadanie znalezienia właściwego wektora parametrów stało się możliwe dopiero wówczas, gdy c>0 (rys. 5.13, 5.14 i 5.15).

Na rys. 5.13 pokazano wpływ zmian wartości spójności c na przebieg krzywej teoretycznej. Wpływ zmian wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ przedstawiono na rys. 5.14. Natomiast na rys. 5.15 przedstawiono zmiany przebiegu krzywej teoretycznej q^T-s^T wywołane zmianami wartości modułu E.

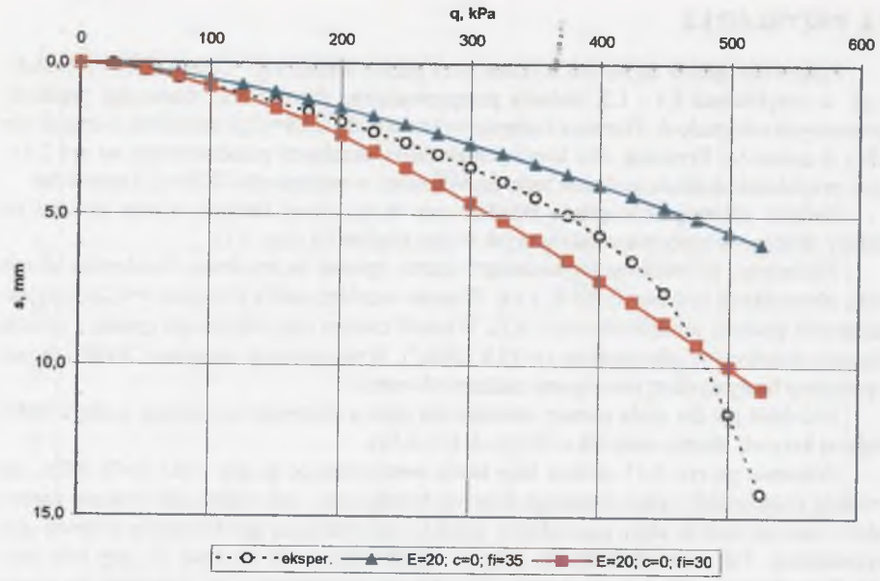
Po wykonaniu 33 obliczeń numerycznych (z których każde trwało 3 minuty i 30 sekund) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej (rys. 5.16). Miara tej ścisłości, wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika determinacji (4.9), wynosi:

$$R^2=0{,}996563\approx 0{,}9966.$$

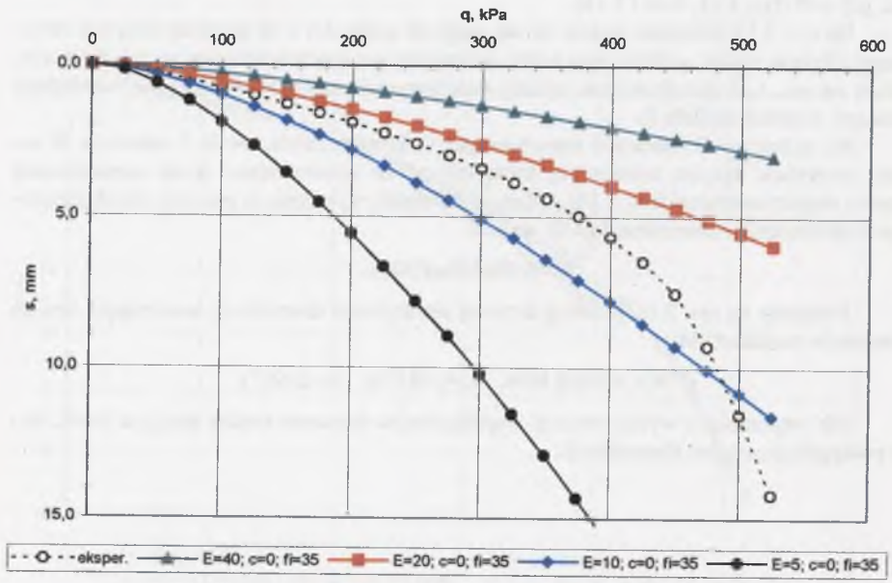
Pokazany na rys. 5.16 przebieg krzywej teoretycznej determinuje następujący wektor parametrów modelu C-M:

$$\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=E=8{,}0\ \text{MPa},\ x_2=c=8\ \text{kPa},\ x_3=\phi=21°).$$

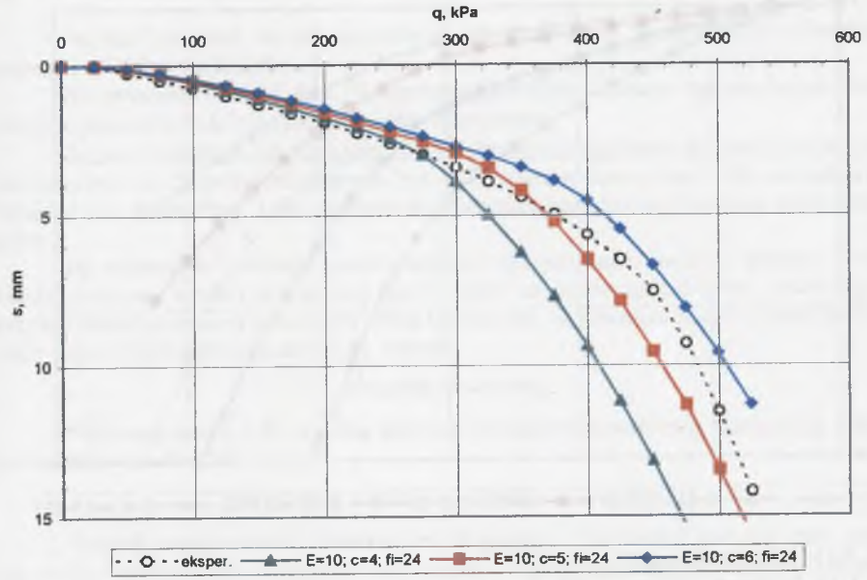
Jak wspomniano wyżej, wartość współczynnika Poissona została przyjęta (ν=0,26) i nie podlegała procesowi identyfikacji.



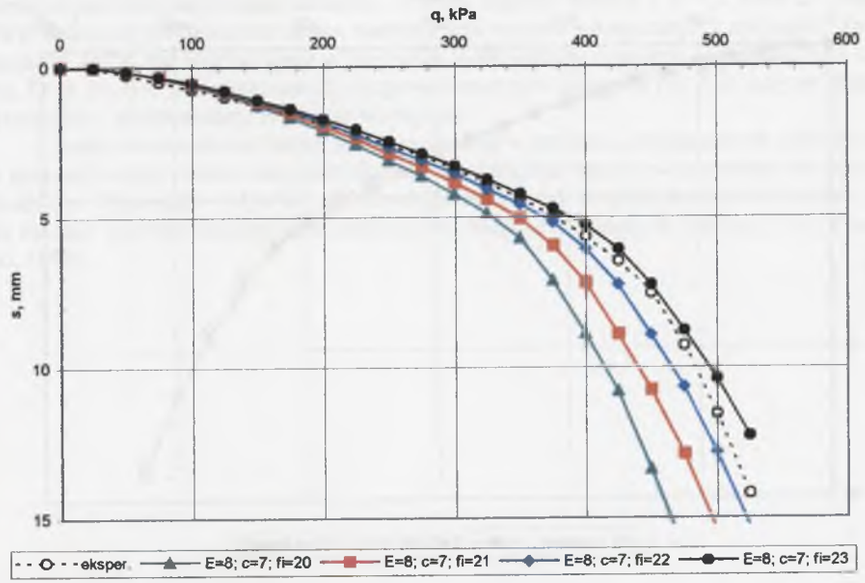
Rys. 5.11. Badanie wpływu ϕ, gdy c=0
Fig. 5.11. Testing the influence of ϕ when c=0



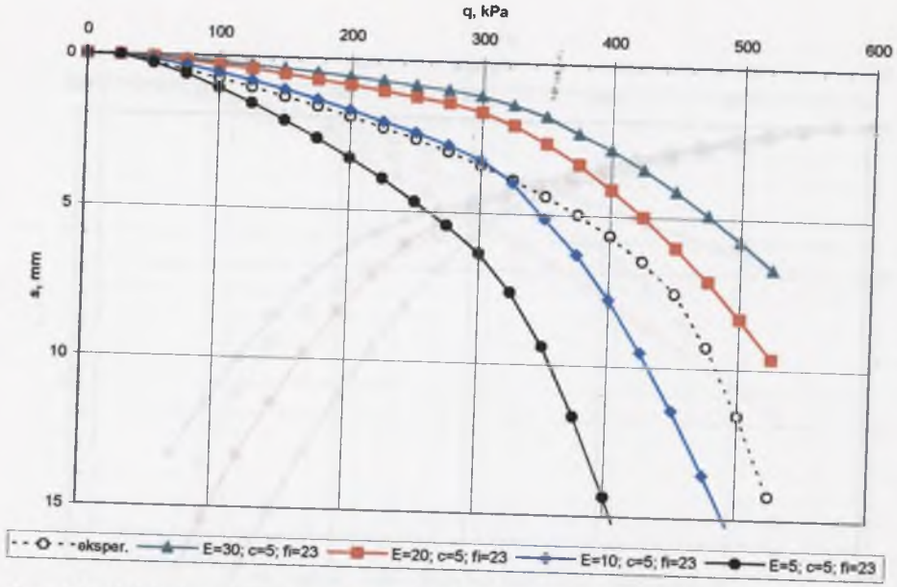
Rys. 5.12. Badanie wpływu E, gdy c=0
Fig. 5.12. Testing the influence of E when c=0



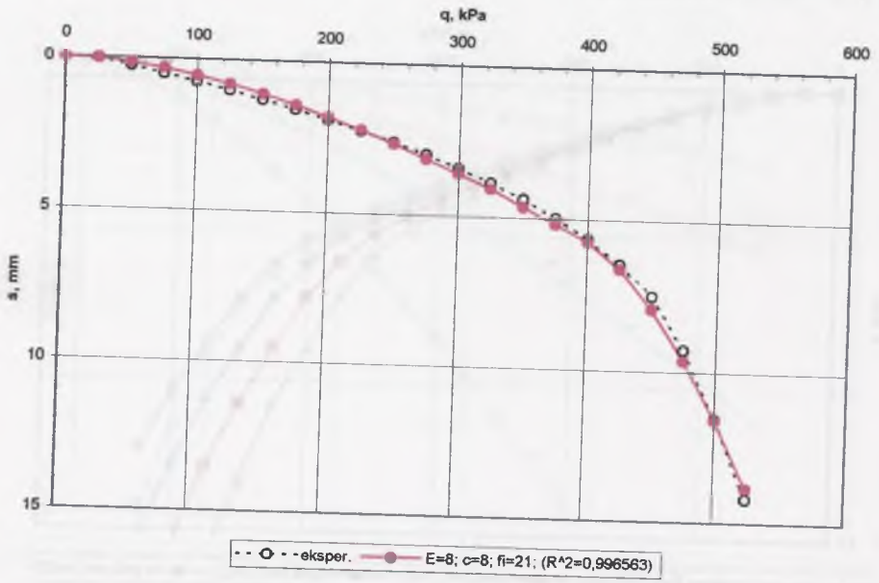
Rys. 5.13. Badanie wpływu c
Fig. 5.13. Testing the influence of c



Rys. 5.14. Badanie wpływu ϕ, gdy c>0
Fig. 5.14 .Testing the influence of ϕ when c>0



Rys. 5.15. Badanie wpływu E, gdy c>0
Fig. 5.15 .Testing the influence of E when c>0



Rys. 5.16. Przykład L3 (CRS=12 mm/d). Krzywa eksperymentalna i teoretyczna
Fig. 5.16 .Example L3 (CRS=12 mm/d). Experimental and theoretical curve

5.2.4. PRZYKŁAD L4

Przykład ten różni się od poprzedniego tylko prędkością wymuszonych odkształceń, wynoszącą CRS=1,0 mm/dobę.

Na rysunkach od 5.17 do 5.19 przedstawiono wyniki badania wpływu odpowiednio wartości parametru E, ϕ i c na kształt krzywej teoretycznej.

Zmiany wartości E nie mają większego wpływu na oczekiwane wygięcie krzywej teoretycznej (rys. 5.17), natomiast zmiany ϕ (rys. 5.18), a szczególnie c (rys. 5.19), pozwalają już osiągnąć taki jej przebieg, który zadowalająco przybliża (aproksymuje) krzywą eksperymentalną.

Po wykonaniu 7 obliczeń numerycznych (z których każde trwało 3 minuty i 30 sekund) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej (rys. 5.20). Miara tej ścisłości, wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika determinacji (4.9), wynosi:

$$R^2=0,998795\approx 0,9988.$$

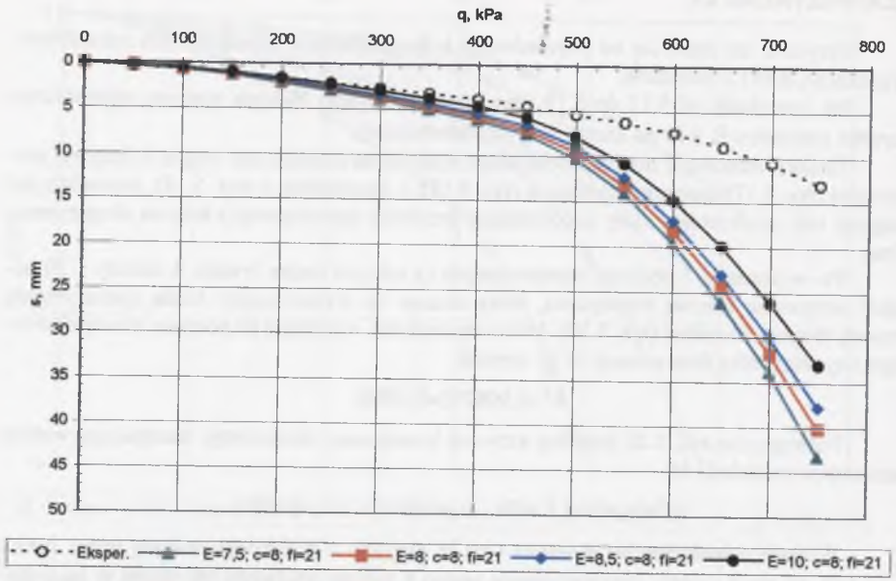
Pokazany na rys. 5.20 przebieg krzywej teoretycznej determinuje następujący wektor parametrów modelu C-M:

$$\mathbf{x}^{(0)}=(x_1=E=7,5\ \text{MPa},\ x_2=c=5\ \text{kPa},\ x_3=\phi=30°).$$

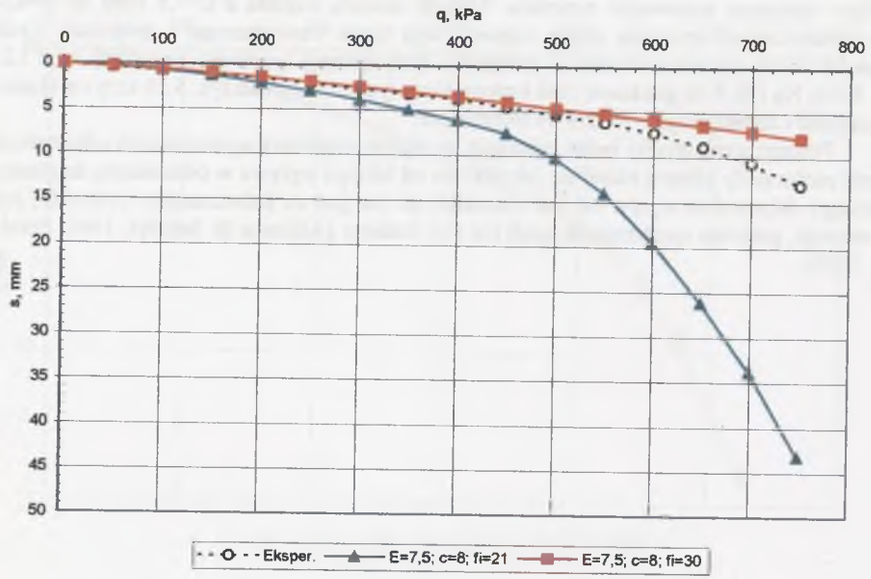
Wartość współczynnika Poissona ν=0,26 przyjęto z zależności podanej przez Jurika (rys. 4.2). Wartość ciężaru objętościowego gruntu γ została dokładnie określona w laboratorium (γ=16,8 kN/m^3) i również nie podlegała identyfikacji.

Porównując przykłady L3 i L4 stwierdzamy, że wzrost wymuszonej prędkości odkształceń CRS z 1,0 mm/dobę (przykład L4) do 12,0 mm/dobę (przykład L3) wyraził się niewielkim wzrostem sztywności materiału. Wartość modułu wzrosła z E=7,5 MPa do E=8,0 MPa. Jednocześnie zmianom uległy wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności. Tych ostatnich zmian nie obserwowano w przypadku skały płonnej (porównaj przykłady L1 i L2, rys. 5.10). Na rys. 5.20 pokazano obie krzywe eksperymentalne, a na rys. 5.21 krzywe eksperymentalne i aproksymujące je krzywe teoretyczne.

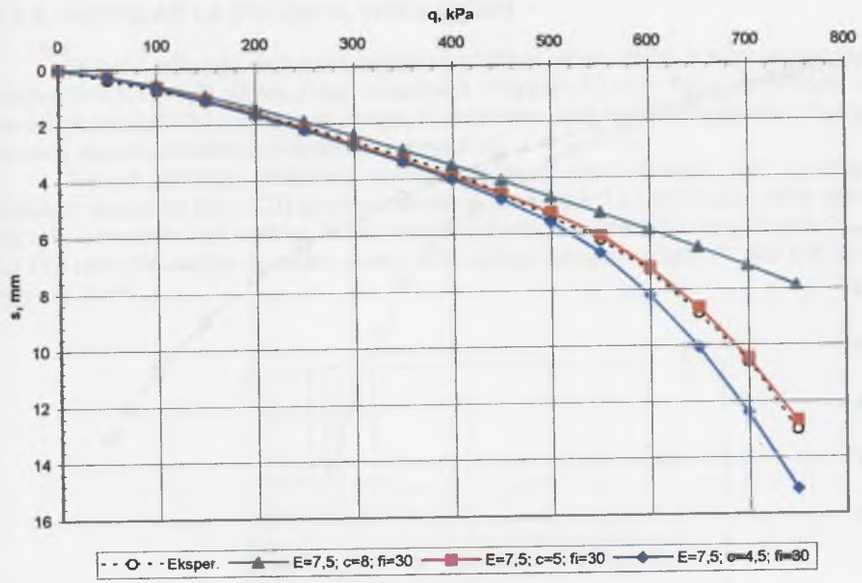
Prezentowane wyniki badań pokazują, że wpływ prędkości wymuszonych odkształceń w przypadku skały płonnej różnił się jakościowo od takiego wpływu w odniesieniu do piasku średniego. Wprawdzie wpływ ten jest niewielki, ale nie jest on jednoznaczny. Jednakże, jak się okazuje, podobne spostrzeżenia mieli też inni badacze (Atkinson & Sallfors, 1991, Potulski, 1980).



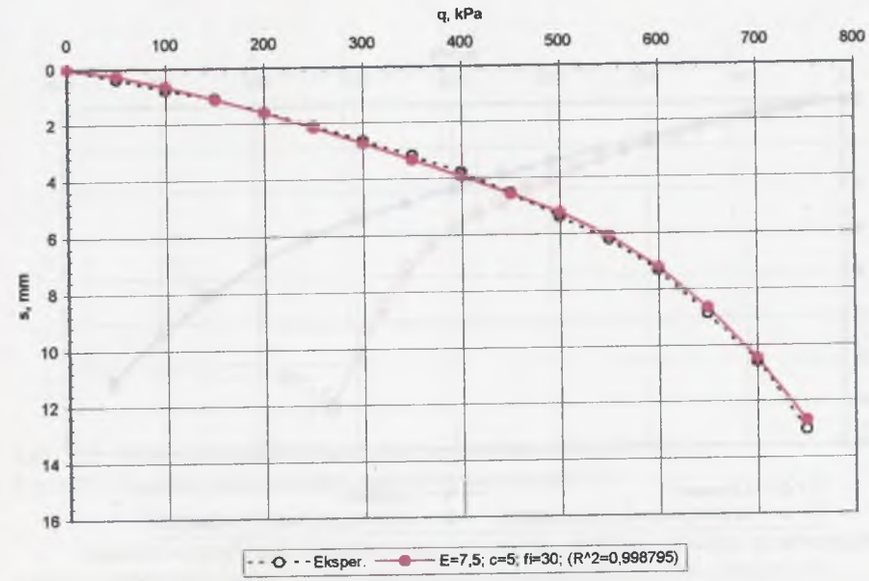
Rys. 5.17. Badanie wpływu E
Fig. 5.17. Testing the influence of E



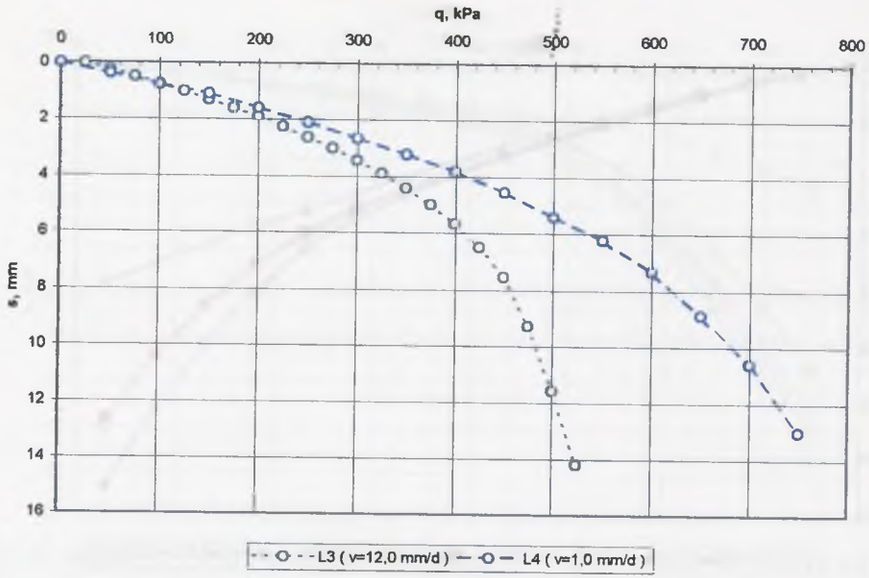
Rys. 5.18. Badanie wpływu ϕ
Fig. 5.18. Testing the influence of ϕ



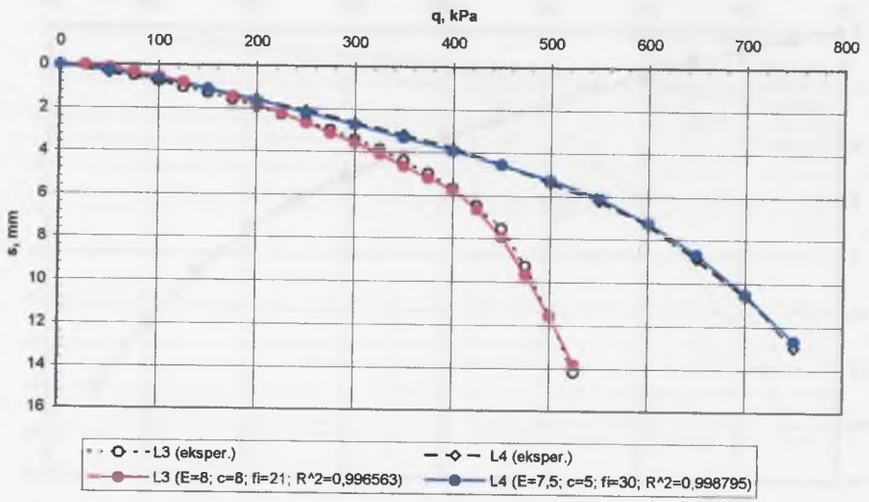
Rys. 5.19. Badanie wpływu c
Fig. 5.19. Testing the influence of c



Rys. 5.20. Przykład L4 (CRS=1,0 mm/d). Krzywa eksperymentalna i teoretyczna
Fig. 5.20. Example L4 (CRS=1,0 mm/d). Experimental and theoretical curve



Rys. 5.21. Krzywe eksperymentalne z przykładów L3 i L4
Fig. 5.21 .Experimental curves from the examples L3 and L4

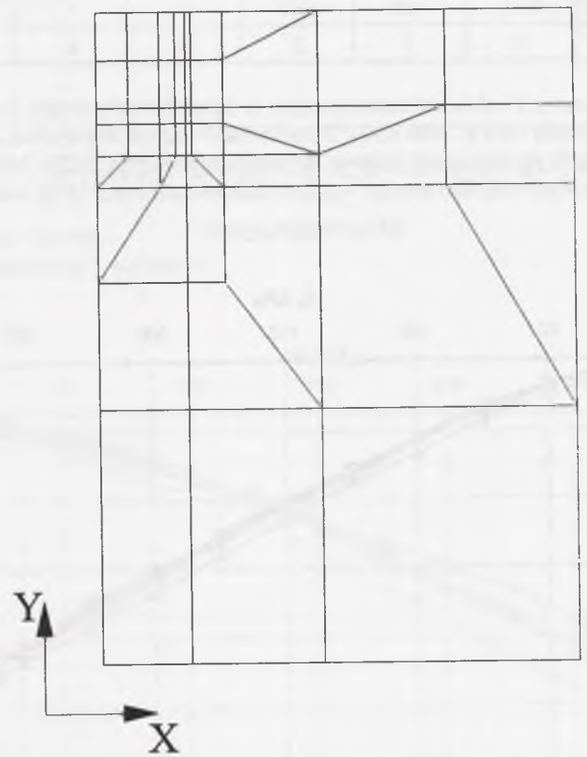


Rys. 5.22. Krzywe eksperymentalne i teoretyczne z przykładów L3 i L4
Fig. 5.22 .Experimental and theoretical curves from the examples L3 and L4

5.2.5. PRZYKŁAD L5 (Pieczyrak, 1995a, 1995b)

Badaniu próbnego obciążenia stemplem poddano piasek średni, o nieco innym uziarnieniu (U=3,3, C_c=1,8) niż ten, który występował w badaniu L3 i L4. Poza tym przyjęto inny model gruntu (MCC) i inny system realizacji obciążenia (stałe stopnie obciążenia). Przebiegi krzywej eksperymentalnej przedstawiono na rys 2.15.

Badanie próbnego obciążenia zrealizowano w tej samej skrzyni, jednak podział na elementy skończone (rys. 5.23) przyjęto inny niż w przykładzie L1. Utworzona siatka składała się z 51 elementów i 60 węzłów. Dzięki mniejszej liczbie węzłów niż w przykładach L1, L2, L3 i L4 czas obliczeń był tu krótszy mimo wolniejszego komputera (IBM PC 486 DX-2/50) i wynosił 2' 40".



Rys. 5.23. Siatka elementów skończonych zastosowana w przykładzie L5
Fig. 5.23 .The finite elements mesh, applied in the example L5

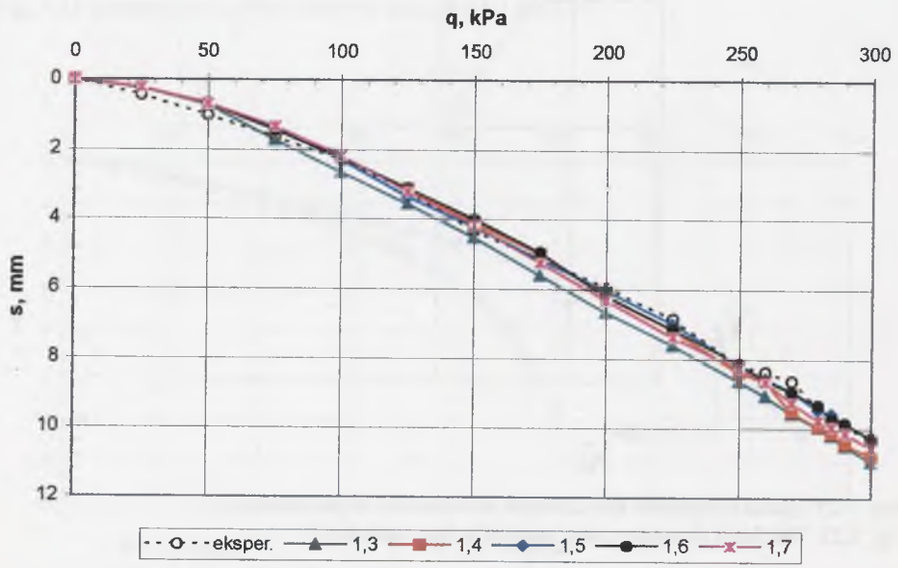
Zadanie identyfikacji parametrycznej prowadzono w formie studium parametrycznego badając metodycznie wpływ zmian poszczególnych parametrów modelu (tablica 5.1).

Tablica 5.1

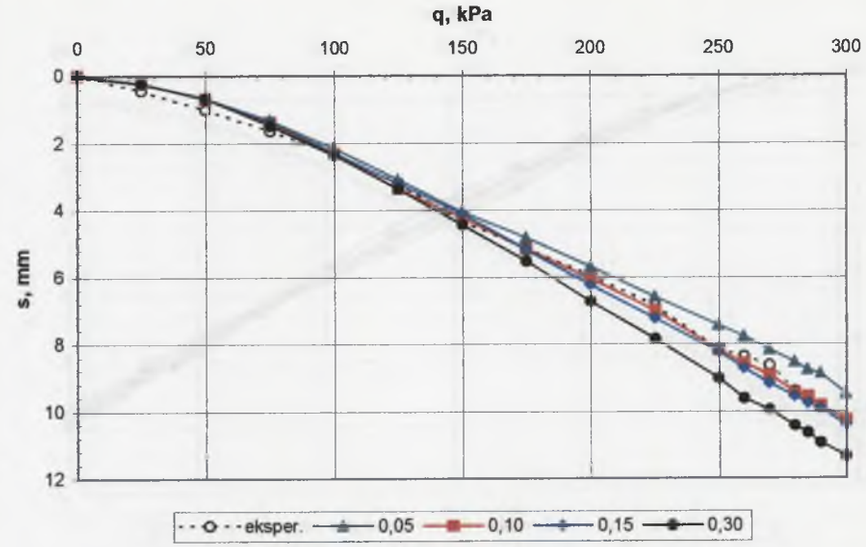
Parametr modelu	Zbiór rozważanych wartości parametrów					Miejsce przedstawienia
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	
$\Gamma=e_{cs}+1$	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	Rys. 5.24
λ	0,05	0,10	0,15	0,20	-	Rys. 5.25
κ	0,001	0,002	0,005	0,010	0,020	Rys. 5.26
M	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	Rys. 5.27
G, MPa	8	10	12	14	16	Rys. 5.28
γ, kN/m^3	17,8	17,9	18,0	18,1	18,2	Rys. 5.29
K_0	0,25	1,00	1,25	-	-	Rys. 5.30
q*, kPa	0	1	2	4	6	Rys. 5.31

Po wykonaniu 37 obliczeń numerycznych (z których każde trwało 2 minuty i 40 sekund pracy komputera IBM PC 486 DX-2/50) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej (rys. 5.32). Miara tej ścisłości, wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika determinacji (4.9), wynosi:

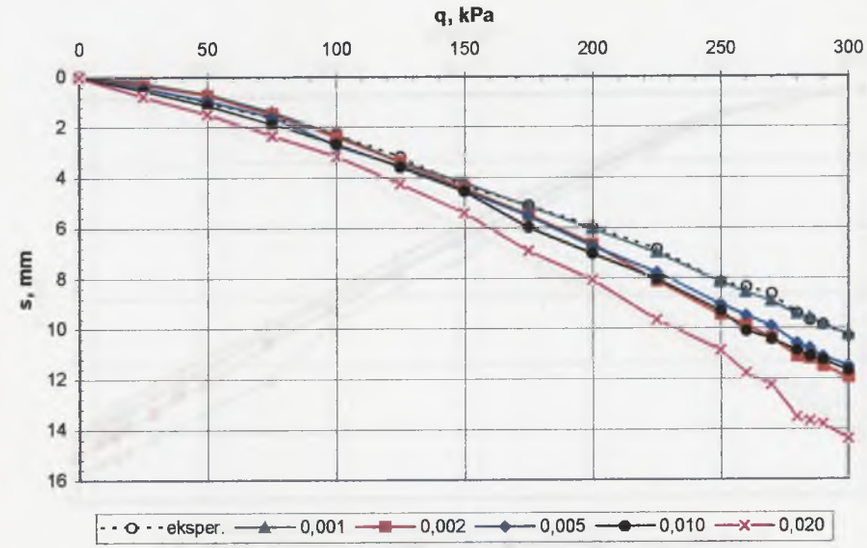
$$R^2=0,999669\approx0,9997.$$



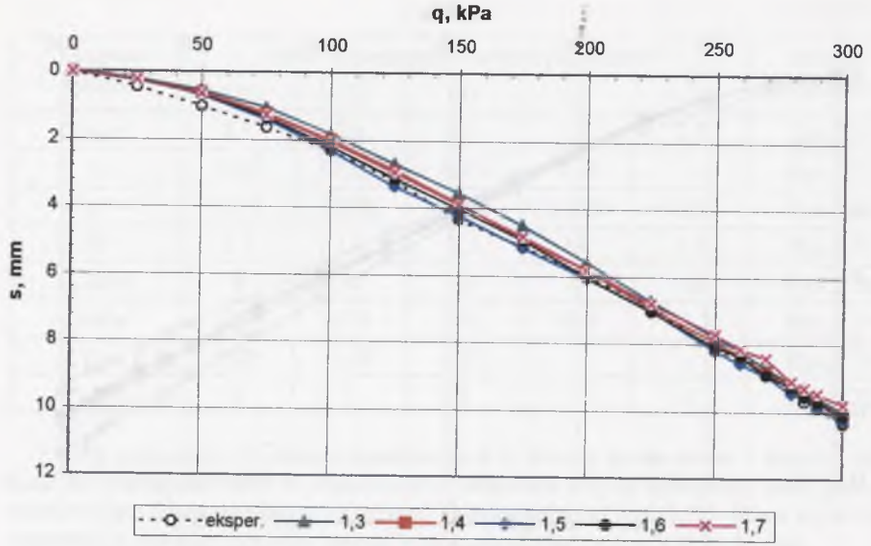
Rys. 5.24. Ocena wpływu $e_{cs}=\Gamma-1$
Fig. 5.24. Assessment of $e_{cs}=\Gamma-1$ influence



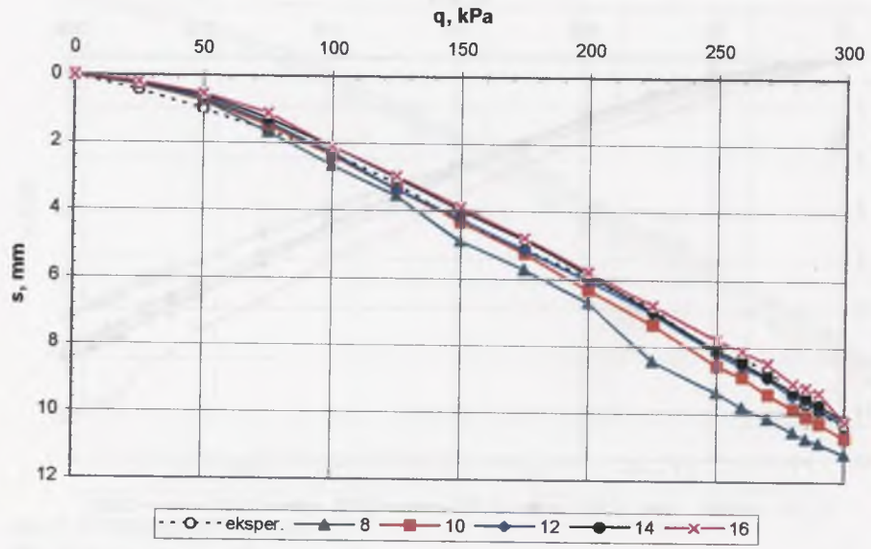
Rys. 5.25. Ocena wpływu λ
Fig. 5.25. Assessment of λ influence



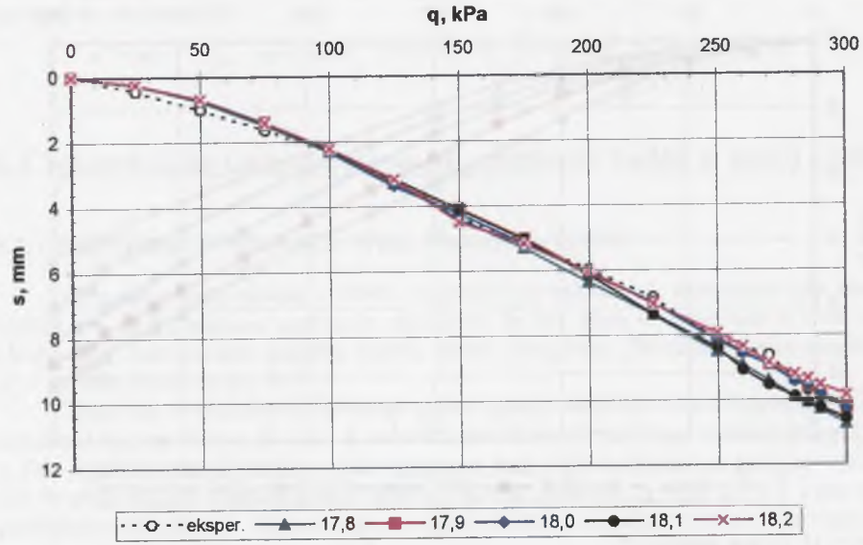
Rys. 5.26. Ocena wpływu κ
Fig. 5.26 .Assessment of κ influence



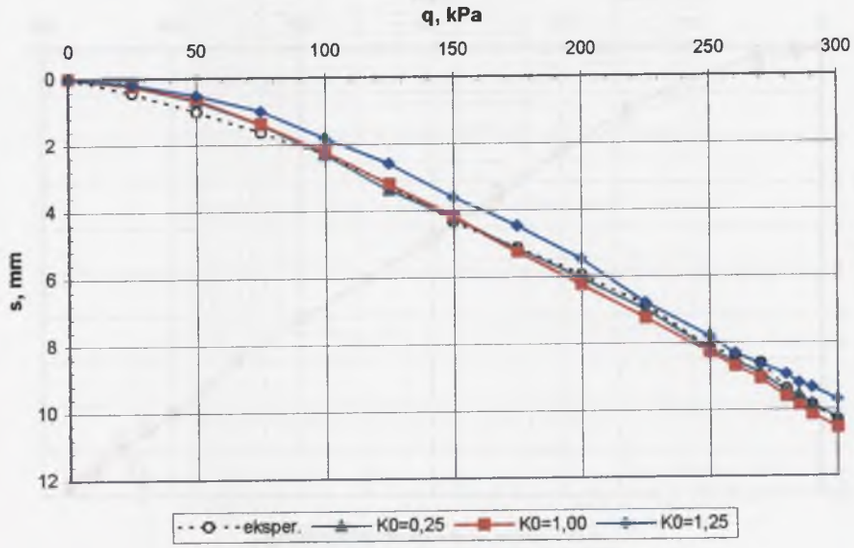
Rys. 5.27. Ocena wpływu M
Fig. 5.27. Assessment of M influence



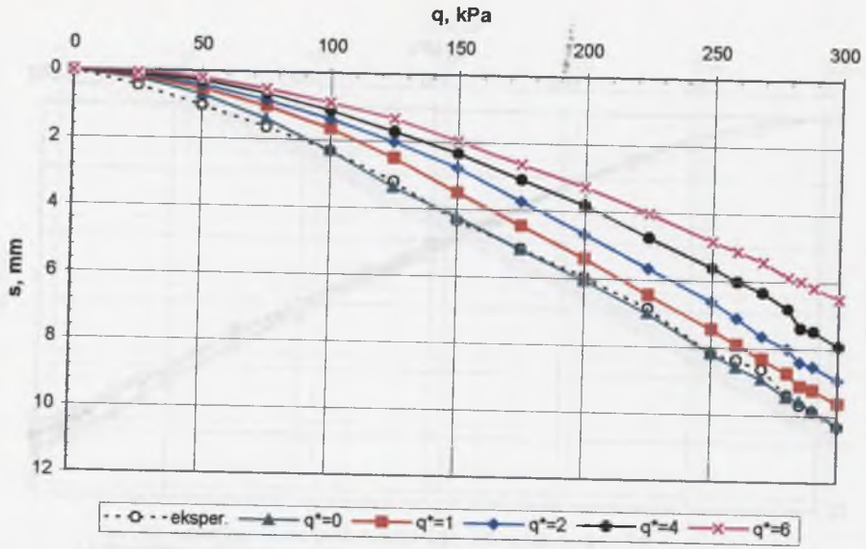
Rys. 5.28. Ocena wpływu G
Fig. 5.28 .Assessment of G influence



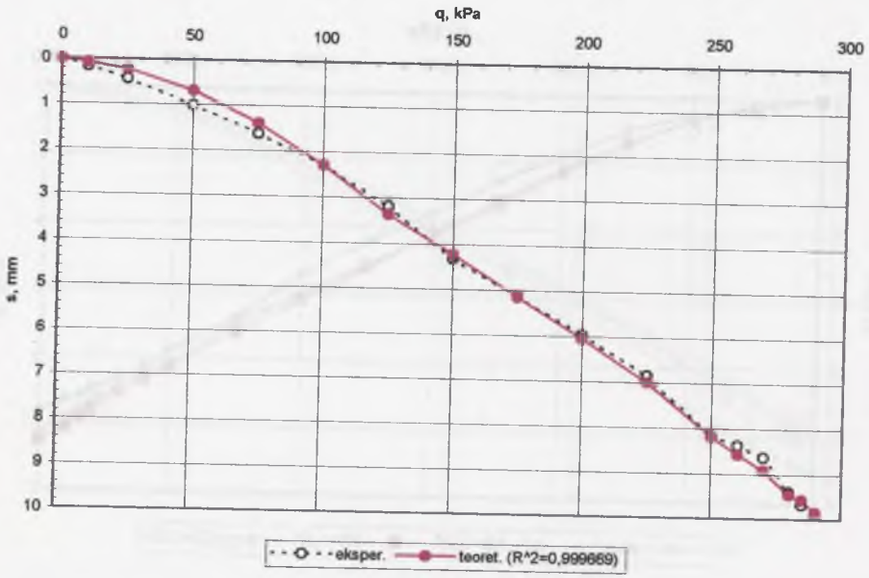
Rys. 5.29. Ocena wpływu γ
Fig. 5.29. Assessment of γ influence



Rys. 5.30. Ocena wpływu K_0
Fig. 5.30. Assessment of K_0 influence



Rys. 5.31. Ocena wpływu q*
Fig. 5.31 .Assessment of q* influence



Rys. 5.32. Przykład L5; krzywa eksperymentalna i teoretyczna
Fig. 5.32. Example L5; Experimental and theoretical curve

Pokazany na rys. 5.32 przebieg krzywej teoretycznej determinuje następujący wektor parametrów modelu MCC:

$$\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=\Gamma=2{,}5,\ x_2=\lambda=0{,}10,\ x_3=\kappa=0{,}001,\ x_4=M=1{,}5,\ x_5=G=12\ \text{MPa}).$$

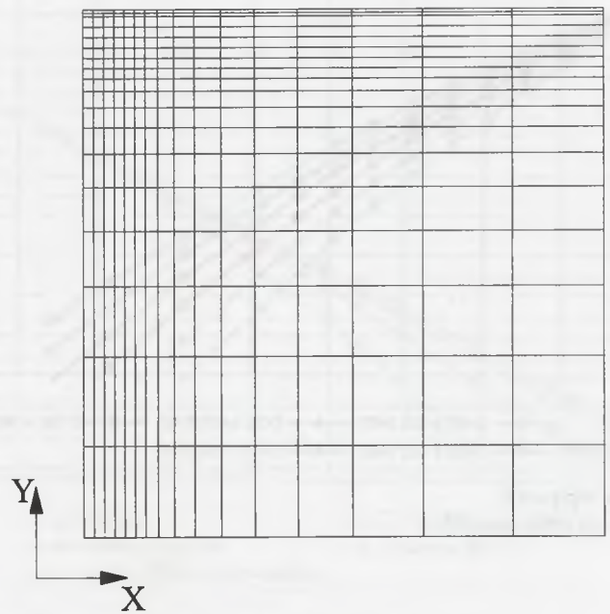
5.3. Identyfikacja parametryczna na podstawie badań w dużej skali

5.3.1. PRZYKŁAD F1 (Bela i in., 1980), (Pieczyrak, 2000d)

Przepaloną skałę płonną z KWK „Rozbark", o naturalnym uziarnieniu (dla której U=82,1 i C_c=1,4), poddano próbnemu obciążeniu in situ płytą o wymiarach 0,71×0,71m (A=0,5 m^2). Zastosowano technikę stałych stopni obciążenia. Zależność eksperymentalną q^E-s^E przedstawiono na rys. 2.17.

Założono, że właściwości badanego gruntu opisuje model Druckera-Pragera (D-P). Parametrami tego modelu są: E, ν, c i ϕ. Jednakże procedurze identyfikacji poddano tylko E, c i ϕ. Dla współczynnika Poissona ν, jako mającego mały wpływ, arbitralnie przyjęto wartość 0,2. Wartość ciężaru objętościowego gruntu γ została określona (γ=16,0 kN/m^3) i nie była poddawana identyfikacji. Wykorzystując program CRISP i stosując podejście heurystyczne, rozwiązano zadanie odwrotne.

Przyjętą dla zadania siatkę elementów skończonych pokazano na rys. 5.33. Siatka zawiera 256 elementów i 289 węzłów.



Rys. 5.33. Siatka elementów skończonych do przykładu F1
Fig. 5.33 .The finite elements mesh for the example F1

Podobnie jak w przykładzie L1, w pierwszej kolejności należało ustalić wartość modułu E. Jako wartość wyjściową przyjęto tangens nachylenia początkowej krzywej eksperymentalnej q^E-s^E do osi s (czyli $\Delta q/\Delta s$). Jak się okazuje, z uwagi na wklęsłość początkowego odcinka krzywej eksperymentalnej, potrzebnych było parę prób (rys. 5.34).

Na rys. 5.35 przedstawiono wynik poszukiwań wartości c dla stałych wartości E=50 MPa i ϕ=30°.

Okazuje się, że dla ustalonych wartości E=50 MPa i c=30 kPa można znaleźć krzywą teoretyczną q^T-s^T, która z równie dużą dokładnością co poprzednia pokrywa krzywą eksperymentalną dla ϕ=61° (rys. 5.36).

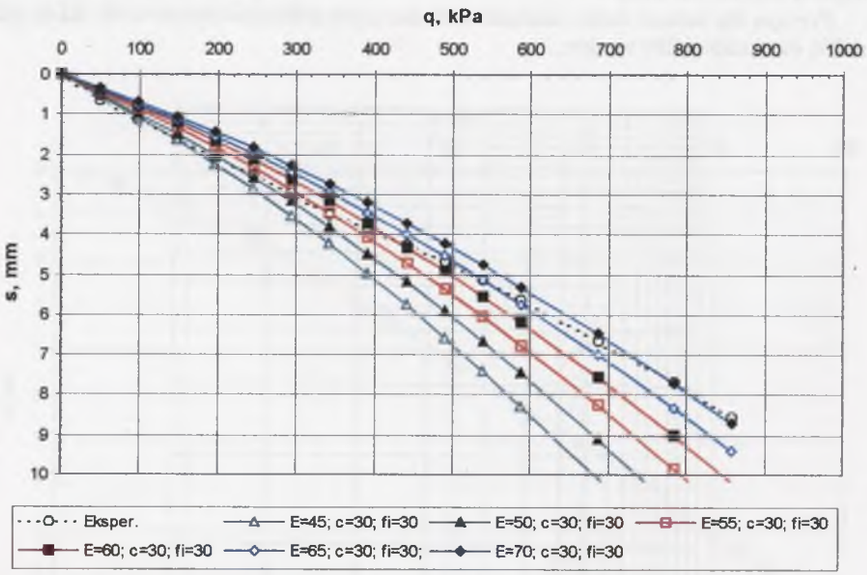
Ostatecznie znaleziono dwa równorzędne rozwiązania, które na wysokim poziomie dopasowania rozwiązują zadanie identyfikacji parametrycznej. Pierwszy wektor parametrów i odpowiadający mu zmodyfikowany współczynnik determinacji przedstawiają się następująco (rys. 5.37):

(rozwiązanie I) $\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=E=51\ \text{MPa},\ x_2=c=121\ \text{kPa},\ x_3=\phi=30°)$ $R^2=0{,}996.682$.

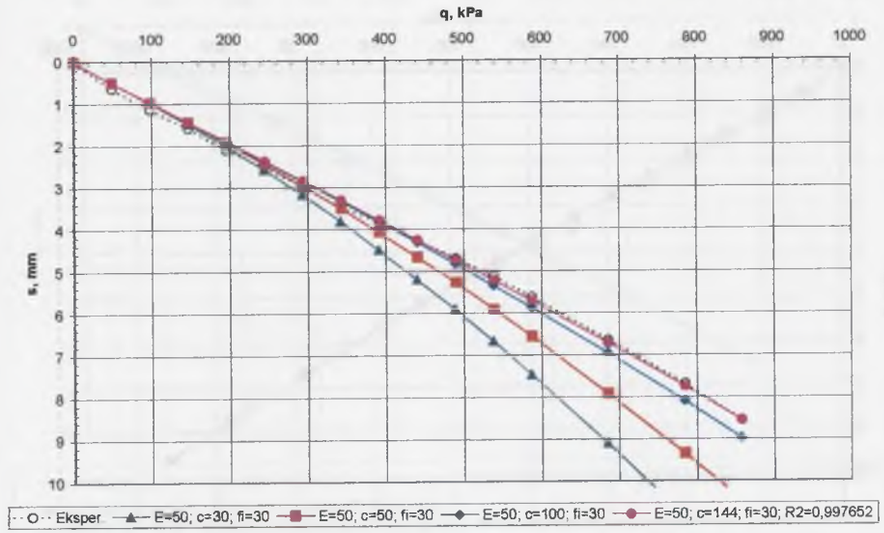
Drugi możliwy wektor parametrów i odpowiadający mu zmodyfikowany współczynnik determinacji przedstawiają się następująco (rys. 5.38)

(rozwiązanie II) $\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=E=51\ \text{MPa},\ x_2=c=10\ \text{kPa},\ x_3=\phi=60°)$ $R^2=0{,}996.446$.

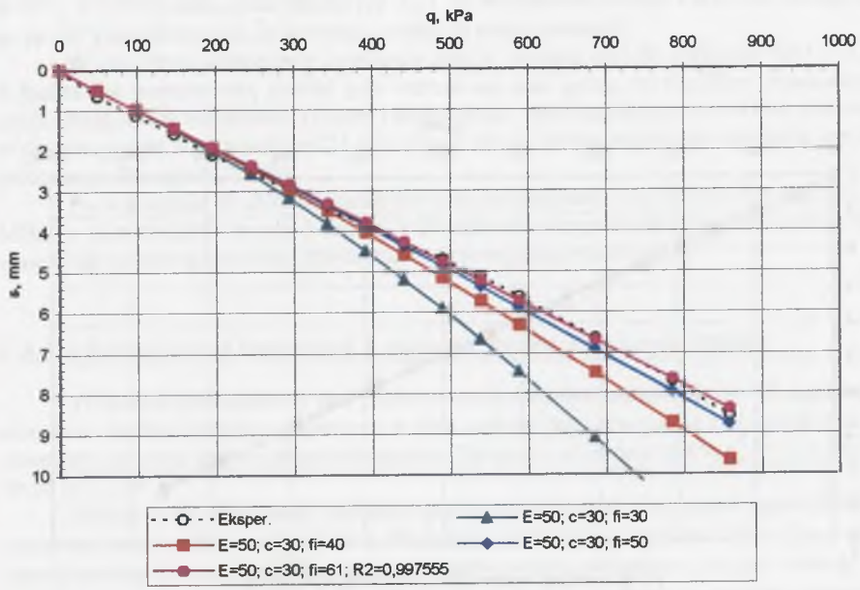
Na kolejnym rysunku (rys. 5.39) przedstawiono obie krzywe teoretyczne. Zarówno wartości zmodyfikowanych współczynników determinacji R^2, jak i same krzywe prawie nie różnią się między sobą.



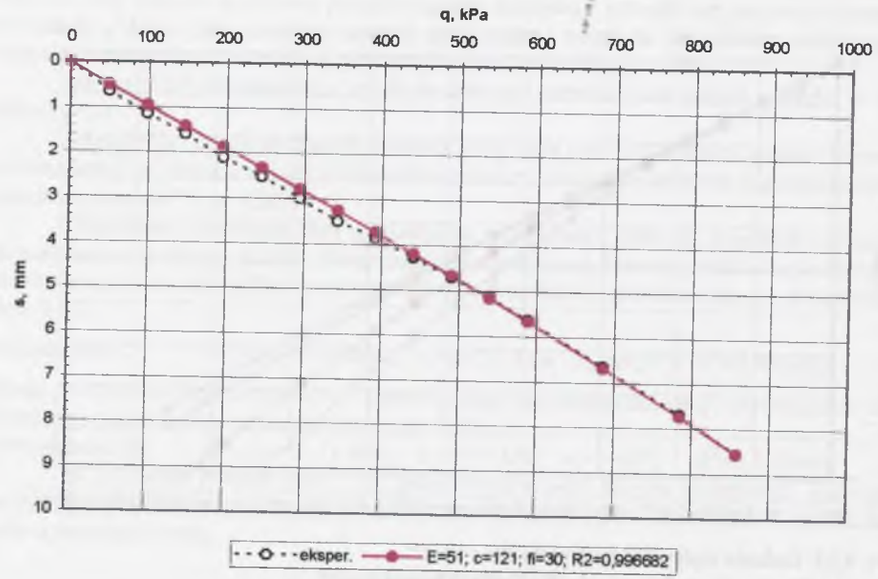
Rys. 5.34. Badanie wpływu E
Fig. 5.34 .Testing the influence of E



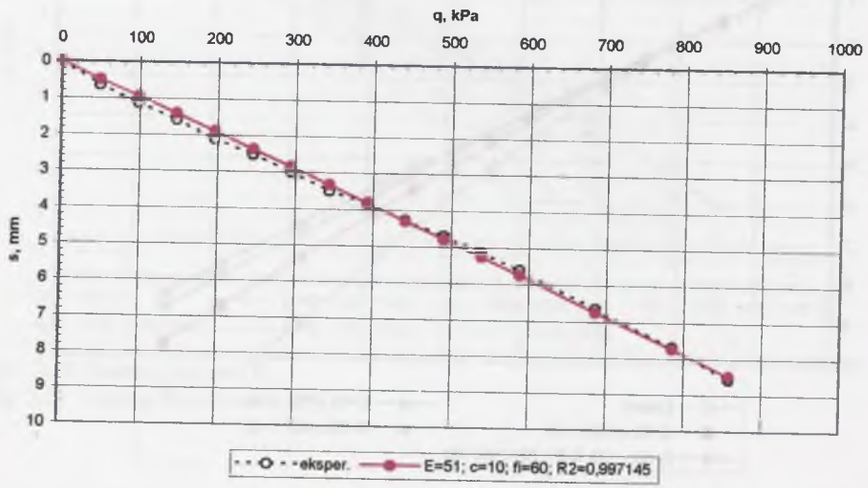
Rys. 5.35. Badanie wpływu c dla E=50 MPa i ϕ=30°
Fig. 5.35 .Testing the influence of c for E=50 MPa and ϕ=30°



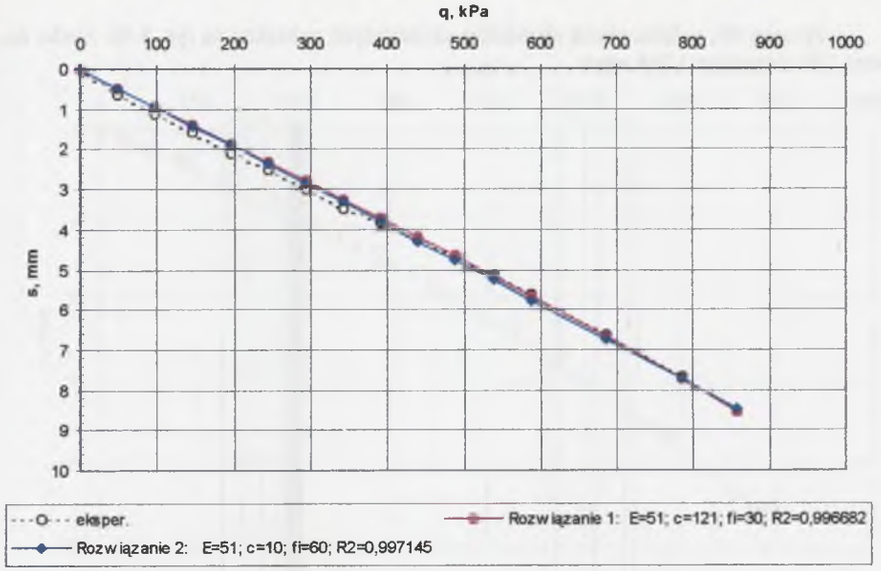
Rys. 5.36. Badanie wpływu ϕ dla E=50 MPa i c=30 kPa
Fig. 5.36 .Testing the influence of ϕ for E=50 MPa and c=30 kPa



Rys. 5.37. Rozwiązanie pierwsze: E=51 MPa, c=121 kPa, ϕ=30°; R^2=0,996.682
Fig. 5.37. The first solution: E=51 MPa, c=121 kPa, ϕ=30°; R^2=0,996.682



Rys. 5.38. Rozwiązanie drugie: E=51 MPa, c=10 kPa, ϕ=60°; R^2=0,996.446
Fig. 5.38. The second solution: E=51 MPa, c=10 kPa, ϕ=60°; R^2=0,996.446



Rys. 5.39. Oba możliwe rozwiązania zadania
Fig. 5.39. Both possible solutions

Jako rozwiązanie „właściwe" przyjęto rozwiązanie pierwsze (E=51 MPa, c=121 kPa, ϕ=30°; R^2=0,996.682), pokazane na rys. 5.37. W rozwiązaniu drugim kąt tarcia wewnętrznego (ϕ=60°) charakteryzuje się wartością trudną do zaakceptowania.

W przyjętym rozwiązaniu występuje bardzo wysoka wartość spójności (c=121 kPa). Jednakże nie powinna ona dziwić, gdy weźmie się pod uwagę, że dla iłów plioceńskich z okolic Bydgoszczy Frankowski (Glazer i Malinowski, 1991) uzyskiwał c=210 kPa. Natomiast w naszym przypadku wartość c=121 kPa odnosi się do bardzo sztywnego zlepieńca antropogenicznego (Pieczyrak, 2000b).

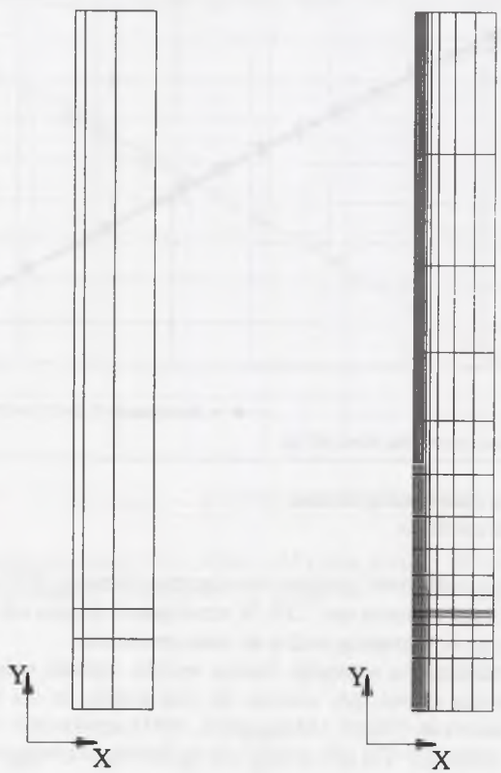
Po wykonaniu 49 obliczeń numerycznych na komputerze PENTIUM II z zegarem 300 MHz (z których każde trwało 3 minuty i 50 sekund) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej.

5.3.2. PRZYKŁAD F2 (Pieczyrak & Bzówka, 1998a, Pieczyrak, 2000a)

Próbnemu obciążeniu in situ poddano margiel bardzo silnie spękany. Obciążenie, realizowane poprzez stempel, przyłożono w dnie orurowanego otworu, na głębokości 9 m. Zastosowano technikę stałych stopni obciążenia. Zależność eksperymentalną q^E-s^E przedstawiono na rys. 2.19.

Założono, że właściwości badanego gruntu opisuje model Druckera-Pragera (D-P). Parametrami tego modelu są: E, ν, c i ϕ. Procedurze identyfikacji poddano tylko E, c i ϕ. Dla współczynnika Poissona ν, jako mającego mały wpływ, arbitralnie przyjęto wartość 0,2. Również wartość ciężaru objętościowego gruntu γ nie była poddana procesowi poszukiwań numerycznych, lecz została przyjęta (γ=25,0 kN/m^3). Wykorzystując program CRISP i stosując podejście heurystyczne, rozwiązano zadanie odwrotne.

Przyjętą dla zadania siatkę elementów skończonych pokazano na rys. 5.40. Siatka zawiera 176 elementów i 204 węzły.



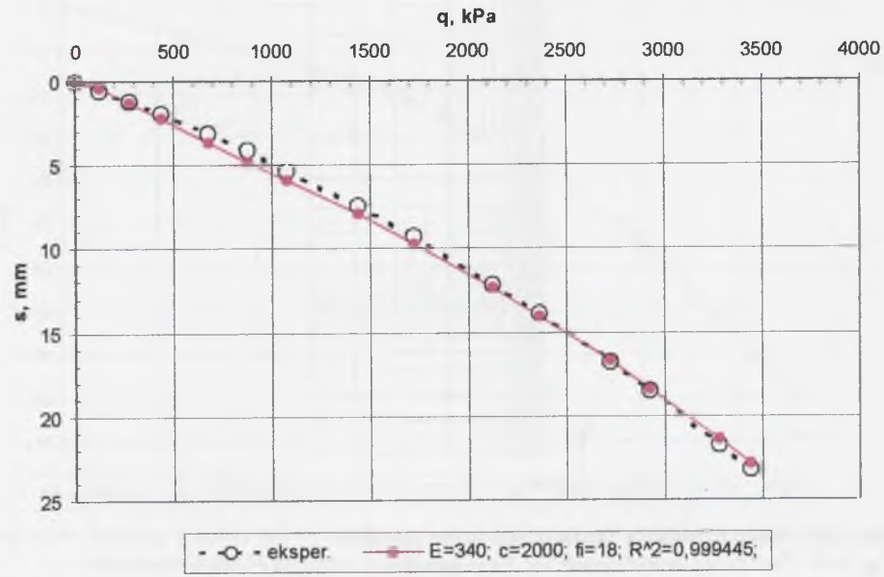
Rys. 5.40. Przykład F2; siatka elementów skończonych
Fig. 5.40 .Example F2; the finite elements mesh

Po wykonaniu 23 obliczeń numerycznych na komputerze PENTIUM II z zegarem 300 MHz (z których każde trwało 3 minuty i 10 sekund) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej (rys. 5. 41). Miara tej ścisłości, wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika determinacji (4.9), wynosi:

$$R^2=0,999445\approx0,9994.$$

Pokazany na rys. 5.41 przebieg krzywej teoretycznej determinuje następujący wektor parametrów modelu D-P:

$$x^{(0)}=(x_1=c=2\ \text{MPa},\ x_2=\phi=18°,\ x_3=E=340\ \text{MPa},\ x_4=\nu=0,2).$$



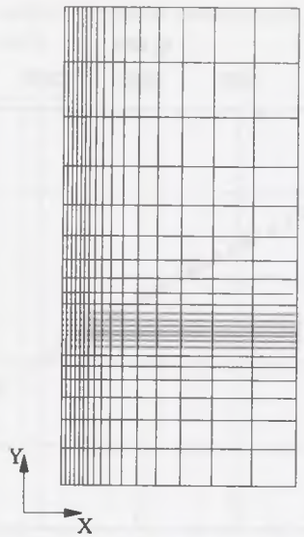
Rys. 5.41. Przykład F2. Krzywa eksperymentalna i teoretyczna
Fig. 5.41 .Example F2. Experimental and theoretical curve

5.3.3. PRZYKŁAD F3 (Gryczmański & Byrski, 1992), (Pieczyrak, 2000c)

Próbnemu obciążeniu in situ poddano kolumnę kamienną wykonaną techniką wibrowymiany. Kolumna o średnicy d=0,8÷0,9 m i długości 6,3 m, uformowana z balastu kamiennego o uziarnieniu 10 - 80 mm, oparta została na zagęszczonych piaskach średnich (I_D=0,7). Obciążenie, przykładane poprzez betonowy stempel o średnicy 0,8 m, realizowano metodą stałych stopni obciążenia. Zależność eksperymentalną q^E-s^E przedstawiono na rys. 2.21.

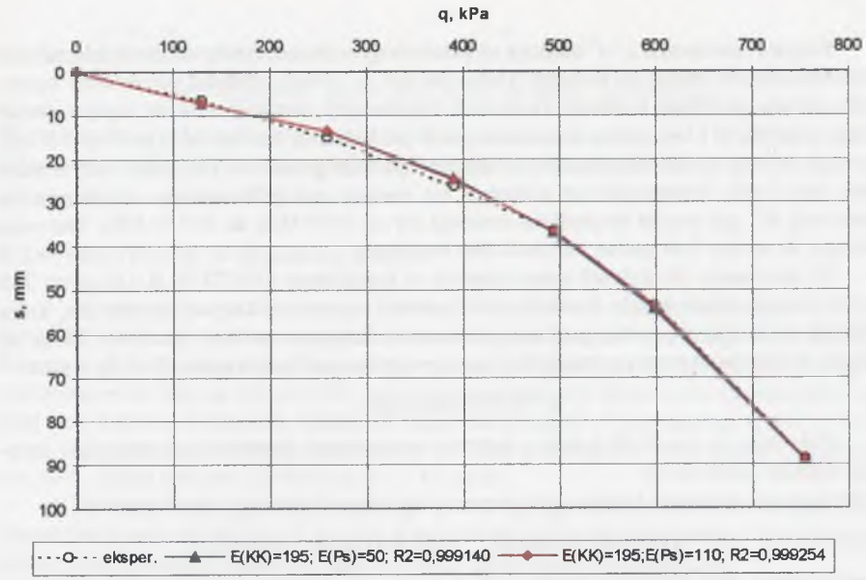
Założono, że właściwości kolumny kamiennej i podłoża gruntowego opisuje model Coulomba-Mohra (C-M). Parametrami tego modelu są: E, ν, c i ϕ. Procedurze identyfikacji poddano tylko E, c i ϕ. Dla współczynnika Poissona ν, jako mającego mały wpływ, arbitralnie przyjęto wartość ν=0,20 - w przypadku kolumny kamiennej i ν=0,23 – w przypadku podłoża gruntowego kolumny (tj. zagęszczonego piasku średniego). Również wartość ciężaru objętościowego gruntu γ nie była poddana procesowi poszukiwań numerycznych, lecz została przyjęta (γ=17,0 kN/m^3 - dla kolumny kamiennej i γ=17,3 kN/m^3 - dla piasku średniego). Wykorzystując program CRISP i stosując podejście heurystyczne, rozwiązano zadanie odwrotne.

Przyjętą dla zadania siatkę elementów skończonych pokazano na rys. 5.42. Siatka zawiera 464 elementy i 510 węzłów.

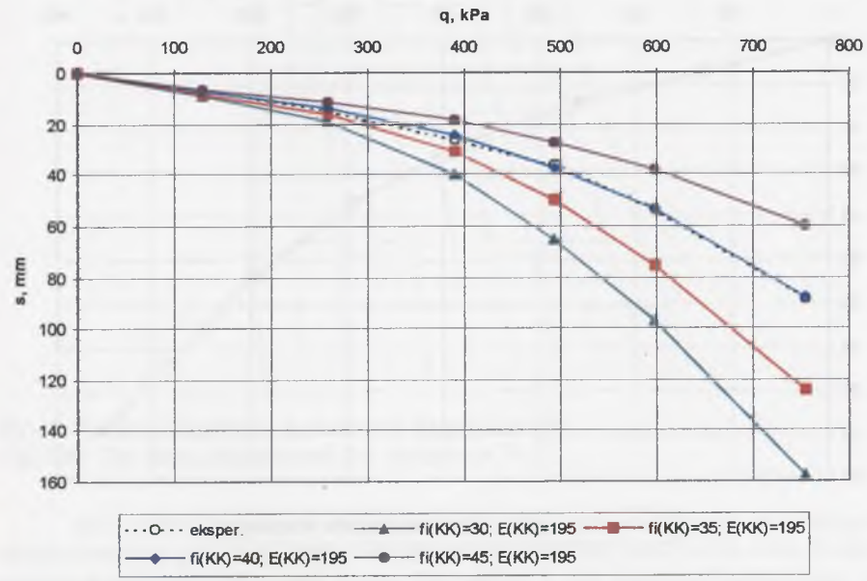


Rys. 5.42. Siatka elementów skończonych dla przykładu F3
Fig. 5.42. The finite elements mesh for the example F3

Rys. 5.43. Przebieg krzywej teoretycznej w zależności od wartości modułu E reprezentującego sztywność kolumny kamiennej (KK)
Fig. 5.43. Course of theoretical curve, depending on the values of modulus E, which represents the stiffness of stone column (KK)



Rys. 5.44. Przebieg krzywej teoretycznej w zależności od wartości modułu E reprezentującego sztywność podłoża kolumny kamiennej
Fig. 5.44. Course of theoretical curve, depending on the values of modulus E, which represents the stiffness of the stone column's subsoil



Rys. 5.45. Przebieg krzywej teoretycznej w zależności od wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ charakteryzującego materiał kolumny kamiennej (KK)
Fig. 5.45. Course of theoretical curve, depending on the values of internal friction angle ϕ, which represents the material of stone column (KK)

Krzywa teoretyczna q^T-s^T bardziej wyraźnie reagowała na zmiany wektora parametrów charakteryzujących tworzywo kolumny kamiennej niż na zmiany wektora parametrów opisujących podłoże gruntowe kolumny kamiennej. Najbardziej istotny okazał się wpływ zmian wartości modułu E i kąta tarcia wewnętrznego ϕ dla kolumny kamiennej (rys. 5.43 i 5.45). Natomiast zmiany wartości modułu E opisującego podłoże gruntowe (Ps) miały wpływ mało istotny (rys. 5.44). Praktycznie nie zmieniała się wartość zmodyfikowanego współczynnika determinacji R^2, gdy moduł dla podłoża zmieniał się od E=50 MPa do E=110 MPa. Nic więc dziwnego, że na rys. 5.44 trudno odróżnić obie krzywe.

Po wykonaniu 20 obliczeń numerycznych na komputerze PENTIUM II z zegarem 300 MHz (z których każde trwało 4 minuty i 10 sekund) otrzymano krzywą teoretyczną, którą uznano za wystarczająco ścisłą aproksymantę krzywej eksperymentalnej (rys. 5.46). Miara tej ścisłości, wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika determinacji (4.9), wynosi:

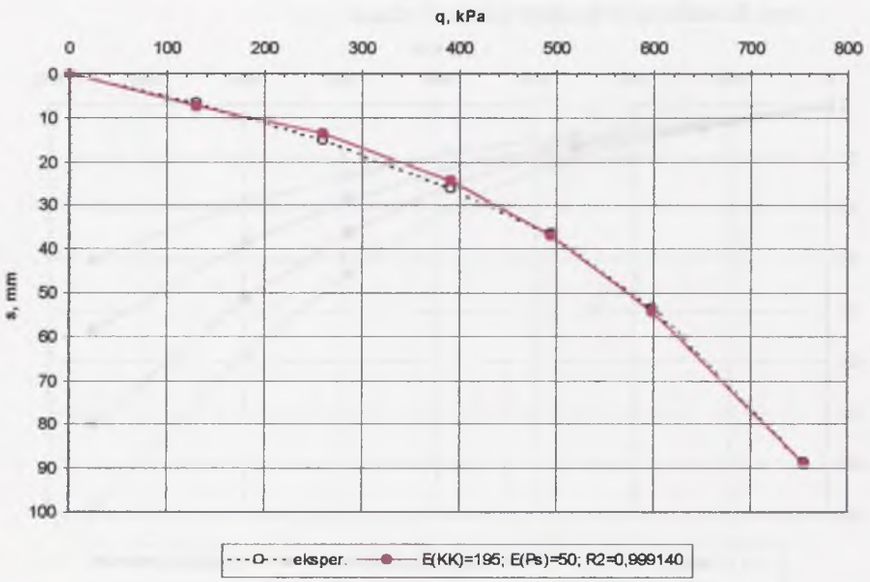
$$R^2=0{,}999140\approx 0{,}9991.$$

Pokazany na rys. 5.46 przebieg krzywej teoretycznej determinują następujące optymalne wektory parametrów:

- dla tworzywa kolumny kamiennej (różnoziarnisty balast kamienny, 10÷80 mm)

$$\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=c=0,\ x_2=\phi=40°,\ x_3=E=195\ \text{MPa},\ x_4=\nu=0{,}2);$$

Wartość ciężaru objętościowego przyjęto z badań laboratoryjnych (γ=17,0 kN/m^3) i nie podlegała ona identyfikacji parametrycznej, podobnie jak i współczynnik Poissona.



Rys. 5.46. Krzywa eksperymentalna i teoretyczna dla przykładu F3
Fig. 5.46. Experimental and theoretical curve for the example F3

- dla podłoża gruntowego kolumny kamiennej (Ps, I_D=0,7)

$$\mathbf{x}^{(o)}=(x_1=c=0,\ x_2=\phi=36°,\ x_3=E=50\ \text{MPa},\ x_4=\nu=0{,}23);$$

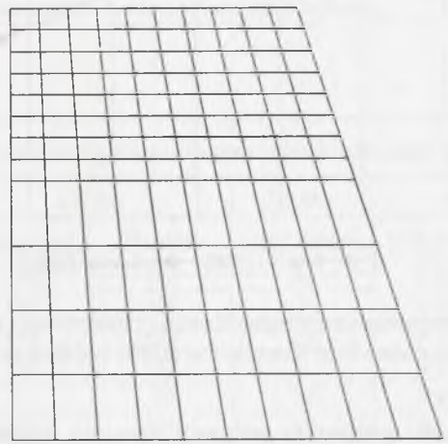
Wartość ciężaru objętościowego przyjęto z badań laboratoryjnych (γ=17,3 kN/m^3) i nie podlegała ona identyfikacji parametrycznej, podobnie jak i współczynnik Poissona.

5.3.4. PRZYKŁAD F4 (Kawalec, 2000)

Nie przepaloną skałę płonną z KWK „Sośnica", o naturalnym uziarnieniu (U≈2,77 i C_c≈1,105), użyto do budowy nasypu ukształtowanego w formie trapezowego wału ziemnego. Koronę tego wału (przy samej krawędzi) poddano próbnemu obciążeniu in situ. Obciążenie realizowano za pomocą sukcesywnie narastającego stosu płyt drogowych. Zastosowano technikę stałych stopni obciążenia. Zależność eksperymentalną q^E-s^E przedstawiono na rys. 2.23.

Zastosowaną w badaniach numerycznych siatkę elementów skończonych pokazano na rys. 5.47. Siatka zawiera 120 elementów i 143 węzły.

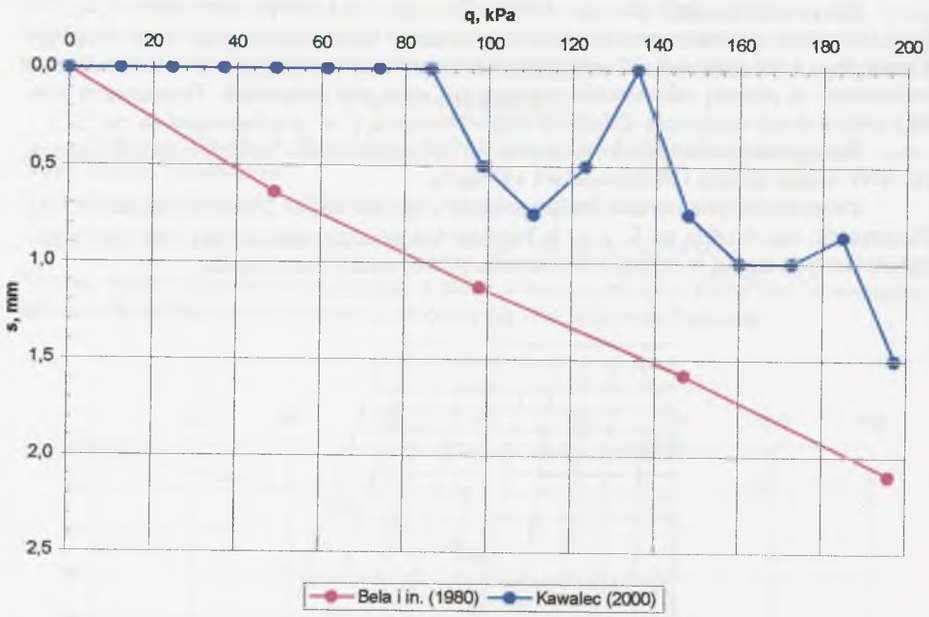
Założono, że właściwości badanego gruntu opisuje model Coulomba-Mohra (C-M). Parametrami tego modelu są: E, ν, c i ϕ. Przykład ten pokazuje uproszczoną i nietypową procedurę identyfikacyjną, nazwaną przez Kawalca (2000) analizą półwsteczną.



Rys. 5.47. Siatka elementów skończonych dla przykładu F4
Fig. 5.47 .The finite elements mesh for the example F4

Otóż moduł E ustalony został na podstawie pochylenia początkowego odcinka krzywej eksperymentalnej (rys. 5.48). Jego wartość została określona jako E=250 MPa. Ponieważ wartość ta jest zadziwiająco duża, na rys. 5.48 podano w celu porównania początkowy przebieg krzywej eksperymentalnej uzyskanej z badań Beli i in. (1980). Dla przypomnienia badania tamte dotyczyły przepalonej skały płonnej, a więc sztywniejszej, lepiej uziarnionej i nie gorzej zagęszczonej (porównaj przykład F1).

W badaniach Beli i in. (1980) początkowy odcinek krzywej eksperymentalnej okazał się nieco wklęsły (rys. 5.37 - 5.39). Tym niemniej do krzywej tej można było z dużą dokładnością dopasować krzywą teoretyczną (R^2=0,9967). Natomiast w badaniach Kawalca (2000) zarówno pomiary osiadań, jak i określenie nacisków były mniej precyzyjne. Notabene, Kawalec (2000) nie analizował całej krzywej, tylko ostatni jej punkt. W tym stanie rzeczy wydaje się, że określona przez niego wartość modułu E=250 MPa (wobec E=51 MPa, wynikającego z badań Beli i in.) jest mocno przesadzona.



Rys. 5.48. Krzywe eksperymentalne z badań Kawalca (2000) i Beli i in. (1980)
Fig. 5.48. Experimental curves from Kawalec test (2000) and Bela et al. test (1980)

Wartość spójności przyjęto na podstawie oznaczeń laboratoryjnych. Jedno z tych oznaczeń, otrzymane z badań w aparacie skrzynkowym, dało wynik c=14 kPa. Drugie oznaczenie spójności, c=8,5 kPa, zostało uzyskane poprzez analizę wsteczną próbnego obciążenia w skali laboratoryjnej. Autor nie podaje czy badania te były przeprowadzone na materiale o uziarnieniu naturalnym czy spreparowanym.

Dla tak ustalonych wartości E i c przeprowadzona została identyfikacja parametryczna kąta tarcia wewnętrznego ϕ. W tym celu rozwiązywano zadanie odwrotne stateczności skarpy metodą Janbu.

Z uwagi na specyficzny charakter i brak wystarczającej liczby danych wnikliwa analiza jest utrudniona.

5.4. Podsumowanie

We wszystkich przykładach (poza F4) rozwiązywano zadanie osiowo symetryczne. Tak więc siatki elementów skończonych (rys. 5.1, 5.23, 5.33, 5.40 i 5.42) pokazują radialny przekrój przez model numeryczny, a podane liczby elementów i węzłów siatki odnoszą się do tego przekroju. W przykładzie F4 (stateczność skarpy) rozwiązywano zadanie płaskie. Tutaj obraz siatki (rys. 5.47) przedstawia przekrój poprzeczny przez numeryczny model wału ziemnego. Tak więc we wszystkich przypadkach, kiedy automatycznie generowano siatkę elementów skończonych (przykłady L1÷L4 i F1÷F4), stosowano ośmiowęzłowe elementy czworoboczne (rys. 4.5). Ponadto, w przykładzie L5 zastosowano również sześciowęzłowe elementy trójkątne (rys. 4.5).

Wyniki ustaleń numerycznych zestawiono w tablicach 5-2, 5-3 i 5-4. W tablicy 5-2 podano liczby elementów i węzłów w siatce elementów skończonych, liczby poszukiwań oraz czasy obliczeń. Natomiast w tablicach 5-3 i 5-4 zestawiono, oddzielnie dla badań laboratoryjnych i polowych, uzyskane wartości parametrów modelu gruntu oraz wartości zmodyfikowanego współczynnika determinacji R^2.

Liczby poszukiwań numerycznych, potrzebnych do rozwiązania zadania identyfikacji parametrycznej, wahały się od 3 do 49 (tablica 5-2). Przy tak niewielkiej liczbie poszukiwań i stosunkowo krótkim łącznym czasie obliczeń numerycznych (od 11′ do 188′) przyjęcie heurystycznej metody poszukiwań wydaje się być racjonalne. Tym bardziej, że jest to jedyna metoda optymalizacji w pełni sterowana i kontrolowana przez badacza.

Tablica 5.2

Charakterystyka siatek ES, liczba poszukiwań oraz czasy obliczeń

Lp.	Symbol badania	Liczba		Liczba poszukiwań	Czas obliczeń	
		elementów	Węzłów		pojedynczy	łączny
1	L1	156	182	32	3′30″	112′
2	L2	156	182	3	3′30″	11′
3	L3	156	182	33	3′30″	116′
4	L4	156	182	7	3′30″	25′
5	L5	51	60	37	2′40″	99′
6	F1	256	289	49	3′50″	188′
7	F2	176	204	23	3′10″	73′
8	F3	464	510	20	4′10″	83′
9	F4	120	143	nie znana	nie znany	nie znany

Tablica 5.3

Wyniki ustaleń numerycznych dla badań modelowych

Lp.	Symbol badania	Opis gruntu i sposób obciążania	Model Coulomba-Mohra				Model MCC					Liczba iteracji	R2
			c, kPa	ϕ	E, MPa	ν	λ	κ	Γ	M	G, MPa		
1	L1	nSP* KWK „Śląsk" CRS=1,0 mm/dobę	20	17°	7,25	0,2	-	-	-	-	-	32	0,9989
2	L2	nSP* KWK „Śląsk" CRS=10,5 mm/dobę	20	17°	8,00	0,2	-	-	-	-	-	3	0,9992
3	L3	Ps, U=2,58; C_c=0,93 CRS=12,0 mm/dobę	8	21°	8,00	0,2	-	-	-		-	33	0,9966
4	L4	Ps, U=2,58; C_c=0,93 CRS=1,0 mm/dobę	5	30°	7,50	0,2	-	-	-	-	-	7	0,9988
5	L5	Ps, U=3,3; C_c=1,8 Stałe stopnie obciąż.	-	-	-	-	0,10	0,001	2,5	1,5	12,0	37	0,9997
* nSP= nie przepalona skała płonna, spreparowana przez odrzucenie ziarn większych od 10 mm													

Tablica 5.4

Wyniki ustaleń numerycznych dla badań polowych

Lp.	Symbol badania	Opis gruntu i sposób obciążania	Model Coulomba-Mohra				Model Druckera-Pragera				Liczba iteracji	R2
			c, kPa	ϕ	E, MPa	ν	c, kPa	ϕ	E, MPa	ν		
1	F1	pSP* KWK „Rozbark" U=82,1; C_c=1,4 Stałe stopnie obciąż.	-	-	-	-					49	
		rozwiązanie (1)					121	30°	51	0,2		0,9967
		rozwiązanie (2)					10	60°	51	0,2		0,9964
2	F2	Margiel ilasty bardzo silnie spękany Stałe stopnie obciąż.	-	-	-	-	2	18	340	0,2	23	0,9994
3	F3	Kolumny kamienne Stałe stopnie obciąż.					-	-	-	-	20	0,9991
		balast kamienny 10÷80 mm	0	40°	195	0,20						
		Podłoże: Ps, I_D=0,7	0	36°	50	0,23						
4	F4	nSP** KWK „Sośnica" U=2,77; C_c=1,105 Stałe stopnie obciąż.	43***	22°	250***	?	-	-	-	-	?	?
* nSP = nie przepalona skała płonna, uziarnienie naturalne; ** pSP=przepalona skała płonna, uziarnienie naturalne; *** ustalono poza analizą wsteczną												

Generalnie, czas obliczeń numerycznych zależy od liczby elementów i węzłów siatki elementów skończonych. Jednakże w analizowanych przykładach, mimo wyraźnego zróżnicowania siatek elementów skończonych (od 51 do 464 elementów), czasy obliczeń pojedynczych nie różniły się w sposób zasadniczy (tablica 5-2). Wprawdzie stosunek t_{max}/t_{min}=4'10''/2'40'' był znaczny i wynosił 1,56, ale bezwzględny czas obliczeń był krótki (krótszy od 5'). W związku z tym zrezygnowano z pracochłonnego przygotowywania siatek oszczędnych (patrz przykład L5) na rzecz siatek automatycznie generowanych przez program CRISP. Decyzję tę można uznać za w pełni uzasadnioną, jeżeli zważy się, że czas potrzebny do sczytania wyników obliczeń przeprowadzonych programem CRISP, ustalenie wartości R^2 (4.9) i d_i (4.10) wynosił około 15'.

Znalezienie m-wymiarowego wektora parametrów modelu gruntu $(\{x_j\})=(x_1, x_2,.., x_m)$, gdzie m liczba parametrów, jest zadaniem optymalizacji. Zadanie to można w elegancki sposób rozwiązać, np. stosując metodę kompleksów Boxa (patrz podrozdział 4.6.1.1). Jednakże przy takim ujęciu badacz traci z oczu siłę wpływu poszczególnych parametrów (czułość modelu na zmianę wartości parametrów). Tym niemniej przy dużej liczbie parametrów modelu może to być droga jedyna.

Tutaj stosowano metodę heurystyczną. Jak się okazuje, potrzebna liczba poszukiwań (iteracji) była niewielka i wahała się od 3 do 49.

5.5. Analiza wyników

We wszystkich analizowanych zadaniach uzyskano bardzo dobre dopasowanie krzywej teoretycznej do krzywej eksperymentalnej (wartość R^2 była nie mniejsza od 0,9964).

Dobre dopasowanie krzywej teoretycznej do krzywej eksperymentalnej nie tylko pozwala określić parametry modelu, ale i stwierdzić, że ten a priori przyjęty model jest adekwatny. W przypadku niemożności znalezienia aproksymanty krzywej eksperymentalnej należy zmienić model gruntu.

Przykład F1 pokazuje, że można otrzymać więcej niż jedno rozwiązanie spełniające warunek minimum (4.8).

Jak się wydaje, optymalizację (np. kompleksy Boxa) można włączyć dopiero po zgrubnym określeniu wektora parametrów, przy czym jako kryterium optymalizacji należy stosować zmodyfikowany współczynnik determinacji R^2 (4.9) wraz z warunkiem (4.10).

W przypadku modeli Coulomba-Mohra czy Druckera-Pragera występuje sprzężenie wartości c i ϕ. Objawia się to tym, że jeżeli przyjmie się arbitralnie jedną z tych wartości, np. c, a drugą uzyska się z rozwiązania zadania odwrotnego, to para tych wartości nie musi należeć do optymalnego wektora parametrów modelu. Zatem warunkiem poprawności stosowania analizy „półwstecznej" jest właściwe ustalenie wartości przyjmowanej poza analizą wsteczną.

Z porównania przykładów F1 i F4 wynika, jak ważna jest precyzja ustaleń próbnych obciążeń do uzyskania miarodajnych wyników identyfikacji parametrycznej.

Parametry otrzymane z rozwiązania zadania odwrotnego w mniejszym lub większym stopniu różnią się od wartości normowych. Z teoretycznego punktu widzenia parametry te są stałymi materiałowymi. Jednakże ich wartości bardzo wyraźnie zależą nie tylko od rodzaju i stanu gruntu, ale i od ścieżek naprężenia występujących w procedurze prowadzącej do ich wyznaczenia. Znamienne jest to, że wartości parametrów, przy których sprawdza się charakterystyka obciążenie-osiadanie i eksperymentalna nośność graniczna, wykazuje nieraz znaczne odchylenia od przewidywań za pomocą modelu sztywno-idealnie plastycznego i znanych wzorów. Na istnienie rozbieżności między wynikami doświadczeń i obliczeń wyraźnie wskazuje Gudehus (1985). Wartości uzyskane w wyniku rozwiązania zadania odwrotnego próbnego obciążenia gruntu uznaje się, w danej sytuacji geotechnicznej, za wartości obiektywne.

6. WNIOSKI

Przeprowadzone przez autora badania numeryczne dotyczyły próbnego obciążenia fundamentu okrągłego (badanie modelowe), fundamentów płytkich i na dużej głębokości oraz kolumn kamiennych przy zastosowaniu modeli Coulomba-Mohra, Druckera-Pragera i Modified Cam-clay (MCC). Zacytowano również wyniki podobnych ustaleń dotyczących próbnego obciążenia korony nasypu (przykład F4).

Stosując metodę elementów skończonych (MES) i rozwiązując zadanie odwrotne wyznaczono, metodą heurystyczną, poszukiwane wektory parametrów modelu gruntu. Jako kryterium dobrego rozwiązania przyjęto zgodność krzywej teoretycznej q^T-s^T z krzywą eksperymentalną q^E-s^E, wyrażającą się wartością zmodyfikowanego współczynnika determinacji R^2.

We wszystkich przypadkach można było znaleźć taki wektor parametrów modelu gruntu, dla którego krzywa teoretyczna q^T-s^T dobrze naśladowała przebieg krzywej eksperymentalnej q^E-s^E. Na wykresach przedstawiających razem te dwie krzywe (rysunki: 5.6, 5.8, 5.16, 5.20, 5.32, 5.37, 5.41 i 5.46) trudno jest je od siebie odróżnić. Zgodny przebieg krzywych eksperymentalnej i teoretycznej oznacza, że dane zadanie geotechniczne dobrze opisuje przyjęty model gruntu, a model dobrze charakteryzują znalezione parametry.

Identyfikacja parametrów modeli gruntu na podstawie próbnych obciążeń możliwa jest dzięki zastosowaniu komputerowej techniki obliczeniowej, przy czym czasy obliczeń są stosunkowo krótkie (tablica 5-2).

W badaniach można było otrzymać więcej niż jedno rozwiązanie spełniające warunek minimum odległości między odpowiadającymi sobie punktami krzywych eksperymentalnej q^E-s^E i teoretycznej q^T-s^T.

Metody optymalizacji (np. kompleksy Boxa) będą istotniejsze, od zastosowanej w pracy metody heurystycznej, gdy liczba parametrów modelu będzie duża. Jednakże z uwagi na możliwość uzyskania dwóch wektorów parametrów metody te należy włączyć po wstępnym poszukiwaniu metodą heurystyczną.

Z porównania przykładów F1 i F4 (rys. 5.48) wynika, jak ważna jest precyzja ustaleń wyników próbnych obciążeń do uzyskania miarodajnych wyników identyfikacji parametrycznej. Pomiary geodezyjne, jeśli nie gwarantują wymaganej dokładności (np. na obszarze Śląska, gdzie zachodzi ciągła deformacja powierzchni terenu), nie powinny być stosowane.

LITERATURA

1. Atkinson J.H., Bransby P.L. (1978): The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics. Mc Graw Hill, London.
2. Atkinson J.H., Sallfors G. (1991): Experimental determinatiopnof stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests. General report, X EC SMFE, Florence. Vol. 3, 915-956.
3. Baladi G.Y., Rohani B. (1979): Elastic-plastic model for saturated sand. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 105, No. GT4, April 1979, 465-480.
4. Bałachowski L. (1997): Określenie efektu skali w badaniach modelowych zjawiska tarcia pomiędzy konstrukcją a gruntem. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk. Tom II, 9-15.
5. Bathe K.J. (1996): Finite element procedures, Prentice Hall, New Yersey.
6. Bela M., Sękowski J., Soczawa A. (1980): Próbne obciążenie podłoża zbudowanego z przepalonych łupków kopalnianych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej s. Budownictwo, z. 53. Gliwice.
7. Bell F. i in. (1987): Ground Engineer's Reference Book. Butterwords, London, Boston, Durbon, Singapore, Sydney, Toronto, Wellington.
8. Biarez J. (1962): Mechanika gruntów. Zakład Narodowy Imienia Ossolińskich. Wydawnictwo PAN. Wrocław - Warszawa - Kraków.
9. Bobrowski D., Maćkowiak-Łybacka K. (1988): Wybrane metody wnioskowania statystycznego. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej. Poznań.
10. Bokota A., Grzymkowski R., Kapusta A., Słota D. (1998): Metody numeryczne w zagadnieniach brzegowych. Wydawnictwo Pracowni Komputerowej Jacka Skalmierskiego, Gliwice.
11. Bolt A. (1998): Modelowanie posadowień fundamentów konstrukcji wsporczych. Rozprawa habilitacyjna. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, s. Budownictwo wodne, 46, Gdańsk.
12. Box M.J. (1965): A new method of constrained optimization and comparison with other methods. The Comp. Journal, 8, 42-52
13. Brandt S. (1974): Metody statystyczne i obliczeniowe analizy danych. PWN, Warszawa.
14. Britto A.M., Gunn M.J. (1987): Critical state soil mechanics via finite elements. Ellis Horwood. Chichester.
15. Britto A.M., Gunn M.J. (1990): CRISP'90. User's and programmer's guide. Cambridge University, Eng. Dept.

16. Bunday B.D. (1984): Basic optimization methods. Wydanie rosyjskie:„Radio i Swiaz", Moskwa.

17. Byrski M., Gryczmański M. (1980): Warunki podobieństwa w badaniach modelowych układu „fundament - podłoże gruntowe". Badania doświadczalne chłodni kominowych i kominów przemysłowych w Ośrodku Opolskim. Referaty na zebranie naukowe Zespołu Badań Doświadczalnych Konstrukcji Inżynierskich Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Opole, 129-137.

18. Chang C.C., Keisler H.J. (1977): Model theory. Amsterdam.

19. Coulomb C.A. (1973): Essais sur une application des règles des maximis et minimis à l'architecture. Mem. Math. Phys. Acad. Roy. Sci., 7, 343-382.

20. Cytowicz N.A. (1958): Mechanika gruntów. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.

21. Dafalias Y.F., Herrmann L.R. (1980): A bounding surface soil plasticity model. Int. Symp. On Soils under Cyclic and transient loading. Eds. G.N. Pande, O.C. Zienkiewicz, Swansea, 335-345.

22. Dantzig G.B. (1949): Programming in a linear structure. Econometrica, 73-74.

23. Dembicki E., Mazurkiewicz B., Odrobiński W., Zadroga B. (1971): Load test on slurry-trench walls. Proc. 4th Conf. On Soil Mechnics, Budapest, 533-542.

24. Dembicki E., Odrobiński W., Zadroga B. (1978): Próbne obciążenie podłoża morskiego w Porcie Północnym w Gdańsku. Archiwum Hydrotechniki, z. 4, tom XXV, 527-556.

25. Draper N.R., Smith H. (1973): Analiza regresji stosowana. Biblioteka Naukowa Inżyniera. PWN, Warszawa.

26. Drucker D.C. (1951): A more fundamental approach to plastic stress-strain solutions. Proceedings of the 1st U.S. National Congress on Applied Mechanics, 487-491.

27. Drucker D.C., Prager W. (1952): Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quartarly Journal of Applied Mathematics, No. 10, 157-165.

28. Dyer M., Jamiołkowski M., Lancellotta R. (1986): Experimental soil engineering and models for geomechanics. NUMOG 2, Ghent, Jackson & Son Publ., London; 873-906.

29. Fisz M. (1967): Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna. PWN. Warszawa.

30. 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.

31. Gioda G. (1985): Some remarks on back analysis and characterization problems in geomechanics. Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, 47-61.

32. Glazer Z., Malinowski J. (1991): Geologia i geotechnika dla inżynierów budownictwa. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

33. Grabczyński K. (1977): Zarys podobieństwa modelowego. ITB, Warszawa.

34. Gryczmański M. (1975): Metoda elementów skończonych w analizie podłoża budowli. Zeszyty Naukowe WSI w Opolu, s. Budownictwo z. 2, Opole.

35. Gryczmański M. (1983a): Reologiczny model o wzmocnieniu anizotropowym dla szkieletu gruntowego. Zeszyty Naukowe WSI w Opolu, nr 91, s. Budownictwo, z. 20, Opole.

36. Gryczmański M. (1983b): Sprężysto-lepkoplastyczne modele szkieletu gruntowego. Wyd. WSI Opole, Studia i monografie, z. 2.

37. Gryczmański M. (1985): O konstytutywnych modelach gruntu. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/85; 78-84.

38. Gryczmański M. (1995a): Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów. PAN, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej IPPT. Studia z zakresu Inżynierii, nr 40. Warszawa.

39. Gryczmański M. (1995b): O kalibrowaniu modeli konstytutywnych gruntów. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 80, 37-52.

40. Gryczmański M. (1997a): Numerical modelling of soil behaviour-parameters limitation. Proc. Worshop „Environmental geotechnics – design parameters for computing applications", Warsaw, 1-17.

41. Gryczmański M. (1997b): Podstawy teoretyczne geotechniki. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Gdańsk.

42. Gryczmański M. (1997c): Zaawansowane modele gruntów – koncepcje, parametry, implementacje numeryczne. Raport z działalności statutowej Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej w Gliwicach, Gliwice.

43. Gryczmański M., Pieczyrak J., Sękowski J. (1990): Zastosowanie próbnych obciążeń do wyznaczania geotechnicznych parametrów gruntów. IX Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Krków, 31-36.

44. Gryczmański M., Sadecka L. (1991): Analysis of raft foundation – Arbitrarily layered subsoil interaction problem. Proc. of the tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Florence, 26-30 May 1991. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 209-212.

45. Gryczmański M., Byrski M. (1992): Badania nośności podłoża pawilonu ginekologiczno-położniczego Szpitala Rejonowego w Kluczborku po wzmocnieniu kolumnami kamiennymi. Doradztwo i Projektowanie Geotechniczne Geokonsulting. Gliwice, styczeń.

46. Gryczmański M., Kawalec B., Pieczyrak J. (1993): Applications of mining waste to construction of civil engineering objects in Upper Silesia. 4ème Colloque Franco-Polonais. Geotechnique et Environnement. Nancy, 277-285.

47. Gryczmański M., Pieczyrak J. (1996): Ocena osiadania dużego fundamentu na podstawie próbnego obciążenia. XLII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Kraków - Krynica 1996, tom 7; 37-44.

48. Gwizdała K. (1978): Praca pali wielkośrednicowych w gruncie. Arch. Hydrot. t. XXV, z. 2, 183-217.

49. Gwizdała K. (1996): Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 532, s. Budownictwo wodne, zeszyt XLI. Gdańsk.

50. Gudehus G. (1985): Requirements for Constitutive Relations for Soils. Mechanics of Geomaterials. Edited by Z. Bažant. John Wiley & Sons Ltd.

51. Gudehus G., Darve F., Vardoulakis I. (Editors): Results of Int. Worshop on Constitutive Relations for Soil, Grenoble, 1982, Balkema, Rotterdam 1984.

52. Hanna T.H., Adams J.I. (1968): Comparison of field and laboratory measurements of modulus of deformation of clay, Highway Research Record, No. 243.

53. Head K.H. (1989): Soil Technicians' Handbook. John Wiley & Sons, New York – Toronto.

54. Head K.H. (1992): Manual of soil laboratory testing. Second Edition. John Wiley & Sons, New York – Toronto.

55. Hettler A., Gudehus G. (1985): A pressure-dependent correction for displacement results from 1 g model tests with sand. Géotechnique 35, No. 4, 497-510.

56. Hillier R.P. (1992): The plate test on clay - a finite element study. A thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy, The University of Surrey.

57. Hisatake M. (1985): Back analysis for tunnels by optimization method. Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, 1301-1307.

58. Hossdorf H. (1975): Statyka modelowa. Arkady, Warszawa.

59. Houlsby G.T. (1981): A study of plasticity theories and their appicability to soils PhD thesis, University of Cambridge.

60. ITB Instrukcja 232 (1980). Instrukcja wykonywania próbnych obciążeń gruntu płytą sztywną i świdrem talerzowym.

61. Jacoby S.L.S., Kowalik J.S., Pizzo J.T. (1972): Iterative methods for nonlinear optimization problems. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

62. Janbu N. (1985): Soil models in offshore engineering. Géotechnique 35. No. 3. 241-281.

63. Jastrzębska M. (2000): Calibrage d'un modèle d'argile à une surface au renforcement anisotrope non lineaire. XII Kolokwium Francusko-Polskie ze Stosowanej Mechaniki Gruntów i Skał. Paryż, tom I.

64. Kawalec J. (2000): Ocena wytrzymałości odpadów górniczych na podstawie próbnych obciążeń skarpy nasypu. Rozprawa doktorska. Politechnika Śląska. Gliwice.

65. Kendall M.G., Buckland W.R. (1975): Słownik terminów statystycznych. PWE, Warszawa.

66. Kirkgard M.M., Lade P.V. (1993): Anisotropic three-dimensional behaviour of a normally consolidated clay. Can. Geotech. J., 30, 848-858.

67. Kögler F. (1933): Discussion: Soil mechanics research. Trans. ASCE, 98, 1933; 299-301.

68. Kulhavy F.H. (1975): Stress deformations properties of rock and rock discontinuites. Engineering Geology, Vol. 9, nr 4.

69. Lambe T.W., Whitman R.V. (1977): Mechanika gruntów. Tom 1. Arkady, Warszawa.

70. Ledesma A., Gens A., Alonso E.E. (1996): Estimation of parameters in geotechnical backanalysis - I. Maximum likelihood approach. Computers and Geotechnics, Vol. 18, No.1, 1-27.

71. Majchrzak E., Mochnacki B. (1996): Metody numeryczne. Podstawy teoretyczne, aspekty praktyczne i algorytmy. Podręcznik akademicki. Wyd. III. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.

72. Marquardt D.W. (1963): An algorithm for least squares estimation of nonlinear parameters. Journal of the Society for Industrial & Applied Mathematics, 2, 431-441.

73. Mazurkiewicz B. (1966): Sprawdzanie dopuszczalnej nośności pali fundamentowych w terenie. Inżynieria i Budownictwo, nr 5 6.

74. Mohr O. (1900): Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials. Zeit. Des Ver. Deuts. Ing., 44, 1524-1541.

75. Mróz Z. (1980): Zastosowanie metody elementów skończonych w geotechnice. Wyd. PAN, Warszawa, Rozdz. 1 („Modele gruntów"); 11-58.

76. Mróz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1979): Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils. Géotechnique, 29, 1, 1-34.

77. Müller L., Wilk A. (1997): Teoria podobieństwa w badaniach modeli fizycznych i matematycznych. Monografia. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.

78. Nelder J.A., Mead R. (1965): A simplex method for function minimization. Computer Journal, Vol. 7, 308-313.

79. Parylak K. (2000): Charakterystyka kształtu cząstek drobnoziarnistych gruntów niespoistych i jej znaczenie w ocenie wytrzymałości. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 90. Gliwice.

80. Pieczyrak J. (1993): Zastosowanie próbnych obciążeń do identyfikacji parametrycznej modelu modified cam-clay. BW-350/RB-2/93. Politechnika Śląska. Katedra Geotechniki. Gliwice.

81. Pieczyrak J. (1994): Specyfikacje modeli gruntów podłoża na podstawie badań doświadczalnych. BK-73/RB-3/94. Politechnika Śląska. Katedra Geotechniki. Gliwice.

82. Pieczyrak J. (1995a): Zastosowanie analizy wstecznej wyników próbnego obciążenia płytą do identyfikacji parametrycznej modelu MCC. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 80, Gliwice.

83. Pieczyrak J. (1995b): Studium parametryczne modelu MCC w zastosowaniu do interpretacji próbnych obciążeń płytą. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 81, Gliwice.

84. Pieczyrak J. (1997): Problemy wyznaczania parametrów geotechnicznych na podstawie próbnych obciążeń. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w budownictwie i transporcie. T. II. Gdańsk, 127-131.

85. Pieczyrak J. (1998): Parametry podłoża gruntowego fundamentów ustalane na podstawie wyników próbnego obciążenia. I Problemowa Konferencja Geotechniki pt. „Współpraca budowli z podłożem gruntowym". Białystok-Wigry, 253-259.

86. Pieczyrak J. (2000a): Zastosowanie wgłębnych próbnych obciążeń do wyznaczania parametrów modeli gruntu. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Problemy geotechniczne obszarów przymorskich. Część Ib. Szczecin, 157-164.

87. Pieczyrak J. (2000b): Inżynierska ocena górniczej skały płonnej. Inżynieria i Budownictwo. Nr 6, 314-316.

88. Pieczyrak J. (2000c): Rzeczywiste parametry kolumn kamiennych ustalane metodą in situ. XLVI Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. „Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa". Krynica. Tom 3; 67-72.

89. Pieczyrak J. (2000d): Trial soil loading as the method of evaluating its model parameters. Studia Geotechnica et Mechanica., Vol. XXII, No 3-4, 73-93.

90. Pieczyrak J., Bzówka J. (1998a): Badania i analiza nośności podłoża pali pod zbiornikami magazynowania popiołu V=50.000m^3 w Elektrowni Opole. Politechnika Śląska, Katedra Geotechnik, NB-37/RB-7/98. Gliwice.

91. Pieczyrak J., Bzówka J. (1998b): Wyniki i ocena próbnych obciążeń pali wierconych CFA d=0,8m wykonanych w podłożu zbiornika popiołu nr 1 Elektrowni Opole. Doradztwo i Projektowanie Geotechniczne „GEOTECHNIK". Gliwice.

92. Pieczyrak J., Soczawa A. (1986): Określenie stanu zagęszczenia nasypu bocznicy kolejowej na zwałowisko Borowa w Zabrzu. Politechnika Śląska, maszynopis. Gliwice.

93. Podsiadło R. (1967): Kryteria podobieństwa mechanicznego w mechanice gruntów. Rozprawy Hydrotechniczne, z. 20, ss. 101-126.

94. Pogorzelska J. (1990): Album osiadań budynków mieszkalnych obserwowanych w ITB. Opracowano w Zakładzie Geotechniki i Fundamentowania pod kierownictwem naukowym L. Wysokińskiego. ITB, Warszawa.

95. Polański Z. (1978): Współczesne metody badań doświadczalnych. Wiedza Powszechna. Warszawa.

96. Potulski B. (1980): Wpływ prędkości przykładania obciążenia na nośność graniczną fundamentów powierzchniowych w świetle badań modelowych. Archiwum Hydrotechniki. Tom XXVII, Zeszyt 4, 665-669.

97. Poulos H.G., Davis E.H. (1974): Elastic solutions soil and rock mechanics. John Wiley & Sons, Inc. New York – London – Sydney – Toronto.

98. Rakowski G., Kacprzyk Z. (1993): Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.

99. Roscoe K.H., Burland J.B. (1968): On the generalized stress-strain behavior of „wet" clay. In „Engineering Plasticity", ed. J. Heyman, F.A. Leckie, Cambridge Univ. Press, 535-609.

100. Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P. (1958): On the yielding of soils. Géotechnique, 8, 1, 22-53.

101. Saada A., Bianchini G. (Editors): Proc. Int. Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, Cleveland, 1988, Balkema, Rotterdam 1988.

102. Sakurai S. (1992): Field measurement and back analysis. Computer Methods and Advances in Geomechanics. Proc. of the Seventh International Conference on Computer Methods at Advances in Geomechanics, Cairns 1991. Balkema, Rotterdam, 1693-1701.

103. Sawicki A., Świdziński W., Zadroga B. (1998): Settlement of shallow foundation under cyclic loads. Soils and Foundations. Vol. 38, No. 1 Mar, 35-43.

104. Schneebeli G. (1957): Une analogie mécanicque pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions. „Proc. IV ICOSOMEF" vol.II, London.

105. Schofield A.N., Wroth C.P. (1968): Critical state soil mechanics. McGraw Hill, London.

106. Shield R.T. 1955): On Coulomb's law of failure in soils. Journal of Mech. & Physics of solids, 1, 10-16.

107. Siedow L.I. (1968): Analiza wymiarowa i teoria podobieństwa w mechanice. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa.

108. Soderman L.G., Kim Y.D., Milligan V. (1968): Field and laboratory studies of the modulus of elasticity of a clay till, Highway Research Record, No. 243.

109. Szydłowski H. i in. (1981): Teoria pomiarów. PWN, Warszawa.

110. Taylor J.R. (1995): Wstęp do analizy błędu pomiarowego. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

111. Tejchman A. (1966): Badanie rozdziału nośności pala pogrążonego w sypkim ośrodku gruntowym na jego ostrze i pobocznicę. Arch. Hydrot. , t. XIII, z. 1, 53-120.

112. Terzaghi K., Peck R.B. (1967): Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, New York-Chichester—Brisbane-Toronto. Second Edition.

113. Tsytovich N. (1976): Soil mechanics (Concise Course). Mir Publishers. Moscow.

114. Washizu K. (1975): Variational methods in elasticity and plasticity, Pergamon Press, New York.

115. Weber J.D. (1975): Zastosowanie podobieństwa fizycznego do problemów mechaniki gruntów. Opracowanie Makowski J. Politechnika Warszawska, Instytut Dróg i Mostów. Warszawa.

116. Wilde P. (1979): Two invariants-dependent models of granular media. Archiwum Mechaniki Stosowanej, 29, 799-809.

117. Wilde P. i in. (1980): Sprężysto-plastyczne modele ośrodków rozdrobnionych. PAN, Ossolineum, Wrocław.

118. Wiłun Z. (1987): Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa.

119. Wood D.M. (1980): Yielding in soft clay at Backebol, Sweden. Géotechnique, 30, 1, 49-65.

120. Wood D.M. (1990): Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge Univ. Press, New York.

121. Wroth C.P., Houlsby G.T. (1980): A critical-state model for predicting the behaviour of clays. Proceedings of the workshop on limit equilibrium, plasticity and generalized stress-strain in geotechnical engineering. McGill University, Montreal, 592-627.

122. Zadroga (1982): Ustalanie miarodajnych modułów odkształcenia gruntu na podstawie badań wzajemnego oddziaływania budowli i podłoża gruntowego. Archiwum Hydrotechniki, z. 1-2, tom XXIX, 133-159.

123. Zadroga B. (1983): Analiza zastosowania wybranych modeli ciał sprężystych i sprężysto-plastycznych w geomechanice. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 366. s. Budownictwo wodne. Zeszyt XXV. Gdańsk.

124. Zadroga B. (1994): Bearing capacity of shallow foundations on noncohesive soils. Journal of Geotechnical Engineering ASCE Vol. 20, No. 11, 1991-2008.

125. Zadroga B. (2000): Bearing capacity factors assessed by model tests. Proc. XII Colloque Franco-Polonais de Mechaniqe des Sols et des Rockes Applique. Paris 2000.

126. Zadroga B., Kurałowicz Z. (1996): Model tests of stability of shallow foundation under static and cyclic bads. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. Vol. XLIII, No. 1-4, 3-20.

127. Zadroga B., Buca R. (2001): Model tests of shallow foundation under cyclic loading. Proc. VII International Symposium Water Management and Hydraulic Engineering. (w druku).

128. Zawisza E. (1987): Badania modelowe odkształceń podłoża pylastego pod obciążeniem. Archiwum Hydrotechniki. Tom XXXIV, z. 1-2. PWN, Warszawa, 143-157.

129. Zienkiewicz O.C. (1972): Metoda elementów skończonych. „Arkady", Warszawa 1972.

130. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. (1987): The finite element method. Fourth Edition, Vol. 1. McGraw-Hill, London.

131. Zienkiewicz O.C., Taylor R. (1991): The finite element method. Vol. 2. McGraw-Hill, New York.

USTALANIE PARAMETRÓW WYBRANYCH MODELI GRUNTU NA PODSTAWIE PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ

Streszczenie

Wykorzystując wyniki próbnych obciążeń (własnych i z literatury) autor podjął próbę wyznaczenia wartości parametrów modeli gruntu poprzez rozwiązanie zadania odwrotnego. Sposób postępowania zilustrowano przykładami. Przykłady dotyczyły badań w skali laboratoryjnej i badań in situ oraz modeli Coulomba-Mohra, Druckera-Pragera i MCC (Modified Cam-clay).

Z uwagi na małą liczbę parametrów analizowanych modeli gruntu i krótki czas obliczeń stosowano heurystyczną metodę badań. Jako funkcję celu dla numerycznych poszukiwań optymalnego wektora parametrów modelu gruntu stosowano minimum sumy kwadratów odchyleń zbioru dyskretnych wartości (punktów) zależności eksperymentalnej od rozwiązującej zadanie zależności teoretycznej.

Stwierdzono, że identyfikacja parametryczna modeli gruntu na podstawie próbnych obciążeń jest łatwa i skuteczna.

PARAMETERS IDENTIFICATION OF SELECTED SOIL MODELS ON THE BASIS OF TRIAL LOADS

Summary

Using the results of trial loading test (one's own and from the literature), the author made an effort to estimate the values of soil model parameters on the basis of the reverse task. The method of task solving has been exemplified by some examples. The examples refer to either laboratory experiments or testing in situ. Coulomb-Mohr, Drucker-Prager and MCC model (Modified Cam-clay) have been considered.

Owing to a small number of parameters of analysed soil models and short time of computations, the heuristic method was used. As an objective function for numerical searching of optimum vector of soil model parameters, the least square of discrete set values (points) deviations for experimental and theoretical relationship were applied.

It was stated that parametric identification of soil models on the basis of trial loads is simple and effective.

BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Politechniki Śląskiej
P.3343/01/91
Druk: Drukarnia Oliwica, ul. Zwycięstwa 27, tel. 230 49 50