P. 3343/02. ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ

Jerzy SĘKOWSKI

PODSTAWY WYMIAROWANIA PODUSZEK WZMACNIAJĄCYCH

# **BUDOWNICTWO** z. 94



**GLIWICE 2002** 

P. 3343/02

POLITECHNIKA ŚLĄSKA ZESZYTY NAUKOWE Nr 1549

Jerzy SĘKOWSKI

# **PODSTAWY WYMIAROWANIA** PODUSZEK WZMACNIAJĄCYCH

#### OPINIODAWCY Prof. dr hab. inż. Zbigniew MŁYNAREK Dr hab. inż. Włodzimierz BRZĄKAŁA, Prof. Politechniki Wrocławskiej

#### KOLEGIUM REDAKCYJNE

REDAKTOR NACZELNY—Prof. dr hab. Zygmunt KleszczewskiREDAKTOR DZIAŁU—Mgr inż. Bogusław CieślarSEKRETARZ REDAKCJI—Mgr Elżbieta Leśko

REDAKCJA Mgr Aleksandra Kłobuszowska

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 (0 prefiks 32) 237-13-81 Dział Sprzedaży i Reklamy (0 prefiks 32) 237-18-48

> www.polsl.gliwice.pl/alma.mater/wps.html wydawnictwo@polsl.gliwice.pl

> > Papier offset. 70x100, 80 g Druk ukończ. w lipcu 2002 r.

Nakł.100+50	Ark. wyd.	12			Ark druk 95	
Oddano do druku Zam. 205/02	27.06. 2002 r.	Podpis.	do	druku	27.06. 2002 г.	

P. 128 02

Fotokopie, druk i oprawę wykonano w Zakładzie Graficznym Politechniki Śląskiej w Gliwicach, ul. Kujawska 1

# SPIS TREŚCI

Str.	
------	--

WAŻNIEJSZE OZNACZENIA	7
1. WSTEP	11
1.1. Problematyka wzmacniania słabego podłoża gruntowego	11
1.2. Poduszki wzmacniające.	13
1.2.1. Uwagi wstepne.	13
1.2.2. Podstawowe pojecia	14
1.2.3. Materiały i technologia formowania poduszek	16
1.3. Aktualny stan podstaw wymiarowania poduszek	18
1.3.1. Kryteria wymiarowania i modele obliczeniowe	18
1.3.2. Obecna praktyka wymiarowania poduszek	20
1.3.3. Podstawy wymiarowania w świetle badań doświadczalnych	23
1.3.4. Podstawy wymiarowania w świetle badań teoretycznych	25
1.3.5. Statyka poduszek wzmacniających	28
1.3.6. Wymiarowanie poduszek wzmacniających w świetle	
współczesnych osiągnięć geotechniki	33
1.4. Teza, cel i zakres pracy	34
2 ΚΟΝΟΕΡΟΙΑ Ι WYDÓD ΜΟΝΕΙ Η ΗΚΕΑΝΗ.	
2. NONCEFCJA I W I BOK MODELU UKLADU: SE ADE DODEOŻE DODUSZKA WZMACNIA IACA"	27
"SLADE FUDLULE - FUDUSLKA WZMACINIAJACA	27
2.1. W stęp	31
2.2. Koncepcja modelu układu: słabe podłoże-poduszka wzmacniająca	30
2.3. Charakterystyka wybranych do opisu układu moden obliczeniowych	42
2.3.1. Model amotivate plasticare	42
2.3.2. Modele spręzysio-plastyczne	43
2.3.2.1. Model Modified Com aley	44
2.4. Analiza numariarna prezidatności uzubronych modeli obliozoniouzych	46
2.4. Analiza numeryczna przydautości wybranych moden obiczeniowych	49
2.4.1. Uwagi wsiępiie	49
2.4.2. Studium parametryczne modelu obliczeniowego poduszki	49
2.4.5. Studium parametryczne modelu obneżeniowego poduszki	54
2.5. wybor modelu obliczeniowego układu	60
3. DOŚWIADCZALNA WERYFIKACJA WYBRANEGO	
MODELU OBLICZENIOWEGO UKŁADU:	
"SŁABE PODŁOŻE – PODUSZKA WZMACNIAJĄCA"	62
3.1. Wprowadzenie	62

3.2.1.Program, przebieg i wyniki badań modelowych	63
3.2.2. Teoretyczna interpretacja z zastosowaniem modelu CM/CM	67
3.3. Badania terenowe modelu układu "stopa fundamentowa - poduszka -	
słabe podłoże"	73
3.3.1. Program, przebieg i wyniki badań terenowych	73
3.3.2. Interpretacja teoretyczna z zastosowaniem modelu CM/CM.	78
3.4. Badania terenowe podłoża nasypu drogowego wzmocnionego poduszka.	85
3.4.1. Program, przebieg i wyniki badań terenowych.	85
3.4.2. Interpretacja teoretyczna z zastosowaniem modelu CM/CM	89
3.5. Wnioski	93
4. NUMERYCZNA IMPLEMENTACJA MODELU -	
NOMOGRAMY DO WYMIAROWANIA PODUSZEK	94
4.1. Uwagi ogólne	94
4.2. Założenia i metodyka obliczeń szczegółowych przy sporządzaniu	
nomogramów	95
4.3. Uwagi do obliczeń szczegółowych	98
4.4. Komentarz do nomogramów	100
5. ZAKOŃCZENIE	102
5.1. Podsumowanie i ocena wyników rozprawy.	102
5.2. Ogólne wnioski dotyczące poduszek wzmacniających	104
с	104
LITERATURA	106
STRESZCZENIE	114

# Załącznik

NOMOGRAMY DO WYMIAROWANIA PODUSZEK 

CONTENT	<b>IS</b>
---------	-----------

	_
DENOTATIONS	7
	1 1
. INTRODUCTION	11
1.1. Issues of strengthening of weak subsoil	11
1.2. Strengthening cushions	13
1.2.1. Preliminaries	13
1.2.2. Basic notions	14
1.2.3. Materials and technology of cushions' forming	16
1.3. Current state of cushions' dimensioning	18
1.3.1. Criteria of dimensioning and computational models	18
1.3.2. Current practice of cushions' dimensioning	20
1.3.3 Fundamentals of dimensioning in the light of experimental tests.	23
1.3.4 Fundamentals of dimensioning in the light of theoretical tests	25
1.3.5 Statics of strengthening cushions	28
1.3.6 Problem of strengthening cushions in the light of contemporary	
r.s.o. Troblem of suchguenning cusmons in the right of contemportary	33
1.4. Aim and range of dispertation	34
1.4. Allit and failge of dissertation	
CONCEPTION AND SELECTION OF MODEL FOR "WEAK	
SUDSOIL STDENCTHENING CUSHION" SYSTEM	37
SUBSUL-STRENGTHENING COSINON STOTEMIN	37
2.1. Introduction	38
2.2. Model conception for weak subsoli - such guidning cushion system	42
2.3. Characteristics of chosen models for describing the system	42
2.3.1. Linear elastic model.	13
2.3.2. Elastic-plastic models	4.1
2.3.2.1. Coulomb-Mohr model	44
2.3.2.2. Modified Cam-clay model	40
2.4. Numerical analysis of usefulness of chosen computational models	45
2.4.1. Preliminaries	49
2.4.2. Parametric study of constitutive model of weak subsoil	49
2.4.3. Parametric study of computational model of cushion	54
2.5. Selection of computational model for "weak subsoil - strengthening	
cushion" system	60
and the second se	
B. EXPERIMENTAL VERIFICATION OF SELECTED	
COMPUTATIONAL MODEL FOR "WEAK SUBSOIL -	
STRENGTHENING CUSHION" SYSTEM	62
3.1 Introduction	62
3.2 Model tests in laboratory scale	63
3.2.1 Program course and results of model tests	61
3.2.2. Theoretical interpretation with the use of CM/CM model	67

Page

<ul> <li>3.3. Field tests of "pad foundation - cushion - weak subsoil" system</li></ul>	73 73 78 85 85 89 93
<ol> <li>NUMERICAL IMPLEMENTATION OF MODEL - NOMOGRAMS FOR CUSHIONS DIMENSIONING.</li> <li>4.1. General remarks.</li> <li>4.2. Guidelines and methodology of detailed computations during preparing nomograms.</li> <li>4.3. Remarks to detailed computations.</li> <li>4.4. Nomograms comments.</li> </ol>	94 94 95 98 100
<ul> <li>5. CONCLUSION</li></ul>	102 102 104
REFERENCES	106
SUMMARY	114
Appendix	
NOMOGRAMS FOR DIMENSIONING OF STRENGTHENING CUSHIONS	115

	WAŻNIEJSZE OZNACZENIA
A B L D	<ul> <li>powierzchnia podstawy fundamentu, A=B·L,</li> <li>szerokość fundamentu,</li> <li>długość fundamentu,</li> <li>głębokość posadowienia fundamentu, średnica płyty obciążającej,</li> </ul>
Ηp Bp β	<ul> <li>wysokość poduszki wzmacniającej,</li> <li>szerokość poduszki wzmacniającej,</li> <li>umowny kąt rozkładu naprężeń w podłożu,</li> </ul>
E G K ∨ K₀ g	<ul> <li>moduł sprężystości (Younga),</li> <li>moduł odkształcenia postaciowego (Kirchhoffa),</li> <li>moduł odkształcenia objętościowego,</li> <li>współczynnik Poissona,</li> <li>współczynnik parcia spoczynkowego,</li> <li>przyśpieszenie ziemskie,</li> </ul>
q*, q s	<ul> <li>obciążenie jednostkowe podłoża (w nomogramach przyjęto oznaczenie q),</li> <li>osiadanie fundamentu,</li> </ul>
d d <sub>x</sub> C <sub>c</sub> U	<ul> <li>średnica zastępcza ziarna lub cząstki gruntu,</li> <li>średnica znamionowa,</li> <li>wskaźnik krzywizny,</li> <li>wskaźnik różnoziarnistości,</li> <li>gęstość właściwa szkieletu gruntowego,</li> </ul>
ρ n e w	<ul> <li>gęstość objętościowa gruntu,</li> <li>porowatość gruntu,</li> <li>wskaźnik porowatości gruntu,</li> <li>wilgotność gruntu,</li> </ul>
WL WP Wn Wopt	<ul> <li>granica płynności według Casagrandego,</li> <li>granica plastyczności,</li> <li>wilgotność naturalna gruntu,</li> <li>wilgotność optymalna gruntu,</li> <li>maksymalna gestość objętościowa szkieletu gruntowego odpowiadająca</li> </ul>
u I <sub>D</sub> Is	wilgotności optymalnej, - ciśnienie wody w porach gruntu, - stopień zagęszczenia, - wskaźnik zagęszczenia, - stopień plastyczności.
I <sub>P</sub> c φ	<ul> <li>wskaźnik plastyczności gruntu,</li> <li>spójność gruntu (kohezja),</li> <li>kąt tarcia wewnętrznego gruntu,</li> </ul>

## DENOTATIONS

$\sigma_n$	- składowa normalna stanu naprężenia, jednostkowe obciążenie normalne
τ	- składowa styczna stanu papreżenia
τ <sub>f</sub>	- wytrzymałość na ścinanie
φ <sub>u</sub> , c.,	- parametry wytrzymałościowe gruntu odniesione do napreżeń całkowitych
	(G_)
φ', c'	<ul> <li>- parametry wytrzymałościowe gruntu odniesione do naprężeń efektywnych (σ-u).</li> </ul>
E <sub>0</sub> , E	- moduł pierwotnego i wtórnego odkształcenia gruntu
M <sub>0</sub> , M	- edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej i wtórnej
Io	- wskaźnik odkształcenia,
Pr, Ps	- piasek gruby, piasek średni,
Ż	- żwir,
<b>G</b> , <b>G</b> π	- glina, glina pylasta,
π	- pył,
Gb	- gleba,
H* B*	- wamiery modely dualate
$R^2$	- zmodyfikowany współczymnik determinacii
	Zinodynkowany wspołczynnik determinacji,
p',q,E	) - niezmienniki stanu naprężenia,
F(σ,.)=	=0 - warunek plastyczności
ε1, ε2, ε	E3 - składowe główne stanu odkształcenia,
σ1,σ2,σ	σ <sub>3</sub> - składowe główne stanu naprężenia,
ε <sup>e</sup>	- odkształcenie sprężyste,
ε <sup>p</sup>	- odkształcenie plastyczne,
ε <sub>v</sub>	- odkształcenie objętościowe,
М	- nachylenie linii stanu krytycznego, parametr modelu MCC
Γ	- parametr modelu MCC,
κ	- parametr modelu MCC.
λ	- parametr modelu MCC.
μ	- parametr wzmocnienia izotropowego.
ω	- parametr wzmocnienia kinematycznego,
LS	- model liniowo sprężysty,
СМ	- model sprężysto-idealnie plastyczny z powierzchnią plastyczności według
DD	Coulomba-Mohra,
DP	<ul> <li>model sprężysto-idealnie plastyczny z powierzchnią plastyczności według Druckera-Pragera,</li> </ul>
MCC	- model Modified Cam-clay.

A B L D	<ul> <li>area of foundation, A=B-L,</li> <li>width of foundation,</li> <li>length of foundation,</li> <li>depth of foundation, diameter of load plate,</li> </ul>
Ηp Bp β	<ul> <li>height of strengthening cushion,</li> <li>width of strengthening cushion,</li> <li>angle of stresses distribution in the subsoil,</li> </ul>
E G K v K₀ G	<ul> <li>modulus of elasticity (Young's modulus),</li> <li>shear modulus (Kirchhoff's modulus),</li> <li>bulk modulus,</li> <li>Poisson's ratio,</li> <li>coefficient of earth pressure at rest,</li> <li>gravitational acceleration,</li> </ul>
q <sup>*</sup> , q* s	<ul> <li>unit loads of subsoil ( in nomograms q is accepted),</li> <li>settlement of foundation,</li> </ul>
d dx $C_c$ U $\rho_s$ $\rho$ n e W W W W W W W P W N W P W N W Opt P ds	<ul> <li>substitute diameter of grain or particle of soil,</li> <li>nominal diameter,</li> <li>index of curvature,</li> <li>uniformity coefficient,</li> <li>specific density,</li> <li>density,</li> <li>density,</li> <li>porosity,</li> <li>void ratio,</li> <li>moisture content,</li> <li>liquid limit,</li> <li>plastic limit,</li> <li>natural moisture content,</li> <li>optimum moisture content,</li> <li>maximum dry density,</li> <li>pore pressure</li> </ul>
u I <sub>D</sub> I <sub>s</sub> I <sub>L</sub> I <sub>p</sub> c	<ul> <li>pore pressure,</li> <li>density index,</li> <li>index of compressibility,</li> <li>liquidity index,</li> <li>plasticity index,</li> <li>apparent cohesion,</li> </ul>

8

1.1.1

 $\hat{X}$ .

φ	- angle	of	internal	friction	of soil,	
---	---------	----	----------	----------	----------	--

- normal stress, unit normal load on soil sample,  $\sigma_n$ τ

- tangent stress,

- shear strength.

- total strength parameters  $(\sigma_n)$ , φ., c.,
- effective strength parameters ( $\sigma$ -u), ¢', c'
- primary and secondary modulus of deformation,  $E_0, E$
- M<sub>0</sub>, M oedometric modulus of primary and secondary compressibility, - index of deformation, I<sub>0</sub>
- Pr. P. - coarse sand, medium sand,
- Ż - gravel.

 $\tau_{\rm f}$ 

- G, G. - clay, silty clay,
- π - silt.
- Gb - soil.
- H\*, B\* dimensions of discrete model,  $R^2$ 
  - modified coefficient of determination,
- p', q,  $\theta$  invariants of stress state,
- $F(\sigma)=0$  plastic condition,
- $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  principal components of strain state,
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  principal components of stress state,
- εe - elastic strain,
- ε<sup>p</sup> - plastic strain.
- ε., - volumetric strain.
- slope of critical state line (CSL), parameter of MCC model, Μ Γ
- parameter of MCC model.
- parameter of MCC model. κ
- λ - parameter of MCC model.
- parameter of isotropic hardening, μ
- ω - parameter of kinematic hardening,
- LS - linear elastic model.
- elastic-perfectly plastic model; with Coulomb-Mohr yield surface, CM DP
- elastic-perfectly plastic model with Drucker-Prager yield surface, - Modified Cam-clay model. MCC

# 1. WSTEP

Skłonność do poznawania otaczającej rzeczywistości przejawia się m.in. poprzez tworzenie różnorodnych modeli obliczeniowych. Modele te utożsamiane sa, przynajmniej w odniesieniu do zagadnień technicznych, z formułami matematycznymi oraz określonym zbiorem parametrów fizycznych. Dokładność opisu danej rzeczywistości uwarunkowana jest: stopniem jej znajomości, posiadaniem odpowiedniego aparatu matematycznego oraz precyzją opisu i umiejętnością kalibracji modelu. Rozwój wielu dyscyplin naukowych sprzyją coraz wnikliwszemu poznawaniu wspomnianej rzeczywistości.

Niniejszą pracę poświęcono matematycznemu modelowaniu jednego z bardzo wielu współczesnych zagadnień technicznych, koncentrując się w niej na problematyce ulepszania słabego podłoża gruntowego poprzez stosowanie tzw. poduszek wzmacniających, a ściślej, na ich wymiarowaniu. Zdecydowało o tym przekonanie autora, wynikające z analizy dostępnych wyników badań doświadczalnych i testów numerycznych oraz osiągnięć współczesnej geomechaniki, o niedoskonałości dotychczasowych propozycji w tym zakresie.

W punkcie 1.1 przedstawiona będzie ogólna charakterystyka metod wzmacniania słabego podłoża gruntowego, natomiast w punkcie 1.2 aktualny stan wiedzy w odniesieniu do poduszek wzmacniających w zakresie metod wymiarowania oraz weryfikujących badań doświadczalnych i testów numerycznych. Wynikające stąd wnioski i spostrzeżenia posłużą do sformułowania tezy i celu pracy (punkt 1.4).

#### 1.1. PROBLEMATYKA WZMACNIANIA SŁABEGO PODŁOŻA **GRUNTOWEGO**

Przez podłoże gruntowe zwykło się określać ten obszar masywu, w którym właściwości gruntów mają wpływ na projektowanie, wykonanie i eksploatację budowli. Obszar ten wyznacza z jednej strony układ budujacych go gruntów i ich charakterystyki geotechniczne, a z drugiej sam obiekt, a ściślej, jego wielkość i sztywność oraz charakter obciążeń przekazywanych na podłoże. O przydatności podłoża pod projektowaną zabudowe współdecydują jego nośność i odkształcalność. Analiza obliczeniowa prowadzić może m.in. do wniosku o niemożności bezpośredniego posadowienia budowli (taki bowiem sposób posadowienia jest zwykle analizowany w pierwszej kolejności) lub też do wniosku o nadmiernych kosztach takiej koncepcji posadowienia. Oznaczają one de facto, iż mamy do czynienia ze słabym podłożem gruntowym. Prowadzić to może w wielu przypadkach, przy naturalnej skłonności do unikania ryzyka, do przyjmowania przez

projektanta posadowienia pośredniego. Dzieje się tak nawet wówczas, gdy nie jest to w pełni uzasadnione względami technicznymi i ekonomicznymi. Ten, jak go nazywa Hauryłkiewicz (1995), "mit geotechniczny" jest jednak coraz pewniej wypierany z praktyki budowlanej. Dzieje się tak dlatego, że współczesny inżynier budowlany ma do dyspozycji wiele zabiegów, zwanych powszechnie metodami, umożliwiających wzmocnienie słabego podłoża gruntowego, a w następstwie wykorzystanie go pod projektowaną budowlę, bez uciekania się do posadowienia pośredniego. Aktualność takiego właśnie podejścia uzasadniają m.in.: odczuwalny coraz powszechniej brak terenów korzystnych pod względem geotechnicznym do zabudowy, wysokie koszty posadowień pośrednich, a także będące obecnie do dyspozycji materiały, sprzęt i nowoczesne technologie. Niezwykle istotne jest również zainteresowanie i sprzyjający klimat dla takich działań, uzasadniane pozytywnymi przykładami z praktyki budowlanej.

Metody wzmacniania słabego podłoża gruntowego (ich liczbę ocenia się obecnie na ponad pięćdziesiąt (Gryczmański, 1994)) doczekały się formalnego ujęcia w oddzielną gałąź geotechniki, zwaną geoinżynierią. W klasycznych podręcznikach geotechniki lub fundamentowania problematyce tej poświęcano wiele uwagi, traktując tym samym geoinżynierię jako integralną część geotechniki (Rossiński, 1978; Wiłun, 1976; Biernatowski i in., 1987). Geoinżynieria jest bez wątpienia najbardziej dynamiczną w chwili obecnej częścią geotechniki. Świadczyć o tym może i taki fakt, iż w przypadku części metod ich strona realizacyjna wyraźnie wyprzedza teoretyczne ujęcie problemu.

Istniejące metody wzmacniania słabego podłoża gruntowego doczekały się szeregu klasyfikacji, różniących się w ogólności kryteriami podziału, a także stopniem aktualności i szczegółowością ujęcia tematu. Wymieńmy dla przykładu klasyfikacje: Makowskiego (1977), Grabowskiej i Siergiejewa (1977), Mitchella i Kattiego (1981), Grzybowskiej i Smukalskiego (1983), Eggestada (1983), Sasakiego (1984), Hartikainena (1984), Gryczmańskiego i in. (1987) i Gryczmańskiego (1994). W tej ostatniej za podstawę podziału przyjęto mechanizm wzmocnienia, czyli: zagęszczenie, konsolidację, wymianę gruntów słabych, zmianę natury wiązań oraz zbrojenie (rys.1.1).



Rys. 1.1. Ogólny podział geoinżynierii (Gryczmański, 1994) Fig. 1.1. General division of geotechnical engineering (Gryczmański, 1994)

Do grupy metod objętych umownie nazwą "dynamiczne zagęszczenie" zaliczono m.in. wybuchy, konsolidację dynamiczną Menarda, tzw. dynamiczną wymianę (dynamic replacement) oraz wibroflotację i wibrowymianę. Z kolei do grupy "cementyzacja i stabilizacja" należą techniki wykorzystujące zarówno wysokie, jak i niskie temperatury oraz klasyczny, w tym wykorzystujący pole elektryczne, i wysokociśnieniowy sposób wprowadzenia dowolnego medium w ulepszany masyw (zamrażanie, iniekcje klasyczne, wysokociśnieniowe iniekcje strumieniowe). Klasyczne zabiegi, związane z czasowym obciążeniem lub przeciążeniem ulepszanego podłoża oraz nowoczesne techniki obejmujące geodreny i elektroosmoze zaliczono w cytowanej klasyfikacji do grupy nazwanej umownie "prekonsolidacja". Najbardziej obszerną, grupującą cały szereg nowoczesnych i niejednokrotnie nowatorskich metod ulepszania słabego podłoża gruntowego zaliczono do grupy nazwanej "zbrojenie masywu gruntowego". Samo zbrojenie może sprowadzać się do elementów płaskich (np. geotekstylia, geosiatki), przestrzennych (np. gabiony) lub też prętowych (np. gwoździe), umieszczonych w ulepszanym masywie gruntowym. Ostatnią z grup objęto nazwą "wymiana gruntów słabych". Obejmuje ona zabiegi klasyczne, znane co prawda od lat, lecz wzbogacone współcześnie m.in. przez poszerzenie stosowanych materiałów, w tym zbrojenia.

Problematyka ulepszania podłoża gruntowego jest obecna praktycznie na każdej konferencji naukowej z zakresu geotechniki. Dodajmy, że niektóre z nich są jej poświecone w całości.

#### **1.2. PODUSZKI WZMACNIAJĄCE**

#### 1.2.1. Uwagi wstępne

Jedną z metod wzmacniania słabego podłoża gruntowego jest zastąpienie gruntu słabego silniejszym (wymiana gruntu słabego) w formie warstwy lub tzw. poduszki wzmacniającej, czyli warstwy o wymiarach porównywalnych z geometrią obciążenia. Wymianę gruntów można uznać z pewnością za jedną z najstarszych metod wzmacniania podłoży słabych, gdyż nie można mieć zawsze do czynienia z podłożem nośnym, a możliwości techniczne, jakimi dysponował w przeszłości nawet najbardziej genialny inżynier, były bardzo ograniczone. Interesujące jest natomiast to, że tej uciażliwej, jednak i kosztownej w swej klasycznej formule metody nie wyeliminowało nawet pojawienie się w ostatnich latach wielu nowych, niezwykle atrakcyjnych i "modnych" metod wzmacniania słabego podłoża gruntowego. Wręcz przeciwnie, jej znaczenie wydaje się rosnąć. Czynnikiem sprzyjającym konkurencyjności tej metody jest dostępność materiału zamiennego, którym nie muszą być jedynie żwiry lub pospółki, coraz lepszy sprzęt zagęszczający, a także możliwość "dozbrojenia" poduszki lub warstwy wzmacniającej w formie prętów, siatek metalowych lub też różnorodnych materiałów geosyntetycznych umieszczanych zwykle w dolnej części materiału zamiennego.

Na rys.1.2 przytoczono, za cytowaną powyżej pracą, szczegółowe rozwinięcie propozycji podziału grupy zwanej umownie "wymiana gruntów słabych".





Rodzaj wymiany (płytka, głęboka) niektórzy badacze wiążą wprost z jej głębokością (Wiłun, 1982; Glinicki, 1984; Grabowski i in., 1984). Wydaje się jednak oczywiste, że podział ten powinien być również uzależniony od warunków geotechnicznych, a ściślej od warunków wodnych. Przy płytkiej bowiem wymianie (w przeciwieństwie do wymiany głębokiej), nie zachodzi zwykle konieczność prowadzenia kosztownych prac odwadniających wykop lub zabezpieczających jego stateczność.

Z rys.1.2 wynika, że tzw. płytka wymiana gruntu słabego może mieć charakter wymiany pełnej i częściowej. Pełna wymiana obejmuje całą warstwę gruntu słabego, tj. do stropu podścielającego ją gruntu - charakteryzującego się zwykle znaczną nośnością i sztywnością. Natomiast wymiana częściowa obejmuje jedynie część gruntu słabego. O zasięgu wymiany decydują m.in.: warunki gruntowe, względy i ograniczenia wykonawcze, a także warunki normowe. Niezależnie od charakteru wymiany, pełna czy też częściowa, wspólne są: rodzaj materiału zamiennego, technologia formowania i podstawy wymiarowania.

#### 1.2.2. Podstawowe pojęcia

Obszar zwany umownie przez normę PN-81/B-03020 podłożem gruntowym, określają w sensie ilościowym jej wymagania w odniesieniu do I i II stanu granicznego. Wymaga ona bowiem sprawdzania obydwu warunków do określonej głębokości, wyznaczanej przez charakterystyki materiałowe samych gruntów i charakterystyki geometryczne analizowanego obiektu, a także przez wzajemną relację naprężeń, pochodzących od obciążenia budowlą i ciężaru własnego gruntów (odpowiednio do z=2B i w obrębie tzw. strefy aktywnej).

O słabości podłoża decydować może więc jedna lub kilka z warstw współtworzących to podłoże. Wymianie podlegać może grunt lub grunty słabe w całości lub w części. O ile jednak o głębokości wymiany decyduje podłoże gruntowe i obciążający je obiekt, to o zasięgu (w rzucie) tej wymiany decyduje w zasadzie tylko ten ostatni, a mówiąc ściślej, szerokość fundamentu przekazującego obciążenie na podłoże.

Spostrzeżeń powyższych nie można w całości przenieść na takie obiekty liniowe, jak drogi kołowe oraz drogi kolejowe. Ich specyfika, poza charakterem obciążeń przekazywanych na podłoże (dynamiczne lub cykliczne skupione), sprowadza się do tego, że mamy w nich do czynienia z konstrukcją, której wymiary (długość i szerokość) pozostają wielokrotnie większe od wymiaru obciążenia (koło, szyna).

W przypadku gdy grunt słaby został wymieniony na szerokości wielokrotnie większej aniżeli wymiar obciążenia, mówimy o tzw. warstwie wzmacniającej. Natomiast w przypadku gdy szerokość warstwy gruntu zamiennego jest porównywalna z wymiarem obciążenia, to mówimy o poduszce wzmacniającej. Wysokość warstwy gruntu zamiennego nie odgrywa w podanym powyżej podziale praktycznie żadnej roli.

Istnieje jednak pewna wysokość minimalna, poniżej której wymiany nie powinno się rozważać jako metody wzmocnienia podłoża. Arbitralnie ustala się to minimum na ¼ szerokości wymiany i nie mniej niż 0,3 m, a na terenach podlegających eksploatacji górniczej - 0,7 m. Wyklucza się tym sposobem z rozważań warstwy wyrównawcze i amortyzujące (Kawulok i in., 1989, 1993), które pełnią inną rolę, a także warstwy, których wprowadzenie nie zmienia praktycznie pola napreżeń w strefie słabej.

Uściślenia wymaga jeszcze szerokość warstwy gruntu zamiennego, powyżej której poduszkę traktować można już jako warstwę wzmacniającą (granica podziału).

Wyniki badań doświadczalnych (np. Szechy, 1967; Sękowski, 1990a) wskazują na to, że wzmocnienie podłoża słabego za pomocą poduszek nie przynosi już większego efektu, jeśli mierzyć go redukcją osiadań, gdy szerokość poduszki (Bp) równa się co najmniej trzykrotnej szerokości fundamentu ( $\delta_{max}$ =Bp/B≈3,0). W świetle wyników analiz numerycznych (np. Gryczmański i Fedynyszyn, 1976; Gryczmański i Skibniewska, 1978) można przyjąć ją nawet na poziomie nieco niższym ( $\delta$  =Bp/B≈2,5).

Przez poduszkę wzmacniającą rozumieć będziemy zatem warstwę zamienną dla gruntu słabego, wykonaną z odpowiedniego materiału w kontrolowanym procesie technologicznym, której szerokość u podstawy nie przekracza trzech szerokości fundamentu (Bp $\leq$ 3B), a wysokość określają warunki stanów granicznych (Hp=f(q<sub>gr</sub>, s<sub>dop</sub>).

W praktyce oznacza to, że o poduszkach wzmacniających mówić możemy w kontekście "fundamentów rozproszonych", jakimi są: stopy, ławy i ruszty. Warstwy zamienne o szerokości większej niż 3B, a takimi są z m.in. warstwy konstrukcyjne w obiektach liniowych, obciążonych taborem drogowym lub kolejowym, nazywać będziemy warstwami wzmacniającymi.

Osobnej uwagi wymaga problem poduszek (warstw) wzmacniających pod fundamentami wielkowymiarowymi (płytami, skrzyniami). W świetle

wprowadzonego minimum grubości wymiany, przy uwzględnieniu, że wymiar obciążenia równy jest szerokości fundamentu, musiałyby to być poduszki o miąższości 5+8 m, stanowiąc jedną z najkosztowniejszych a więc najmniej racjonalnych metod geoinżynierii.

Pojęcie poduszki lub warstwy zbrojonej albo poduszki lub warstwy z gruntu zbrojonego oznacza, że mamy do czynienia z konstrukcją, którą współtworzą grunt i zbrojenie. Koncepcja gruntu zbrojonego (Vidal, 1966) zyskała bardzo szybko uznanie wśród projektantów, czego dowodem były liczne udane realizacje, głównie obiektów inżynierskich i hydrotechnicznych (Schlosser, 1974). Niezwykle skutecznym przedsięwzięciem okazało się zastąpienie elementów metalowych syntetycznymi. Umożliwiło to poszerzenie zakresu zastosowań zbrojenia (filtr, dren, zbrojenie, separacja), por. Bolt, (2000), dając jednocześnie możliwość jego wykorzystania praktycznie we wszystkich rodzajach budownictwa (Yamanouchi i in., 1988), w tym także w warunkach różnorodnych zagrożeń, np. ciagłymi deformacjami górniczymi (Kłosek, 1988, 1996, 1997; Gryczmański i in., 2001), zapadliskami (Sobolewski i Alexiew, 1998), zsuwami powierzchniowymi (Wysokiński, 1994a) oraz przy wznoszeniu tak specyficznych budowli ziemnych, jak składowiska odpadów komunalnych (Wysokiński, 1994b; Zadroga, 1994).

Zagadnieniem gruntów zbrojonych zajmuje się szereg ośrodków zagranicznych i krajowych (np. Uniwersytet w Grenoble, Politechnika Gdańska, Politechnika Wrocławska, IBW), nie licząc firm produkujących zbrojenie oraz wykonujących konstrukcje z gruntu zbrojonego.

### 1.2.3. Materialy i technologia formowania poduszek

Zastąpienie gruntu słabego mocniejszym jest realizacją prostej koncepcji uzyskania w obszarze wymiany wyższych wartości parametrów geotechnicznych  $(\varphi, c, E)$ , charakterystycznych dla materiału wypełniającego wspomniany obszar. Stąd określone wymagania w odniesieniu do materiału zamiennego. Oczekiwania te spełniają tradycyjnie stosowane żwiry, pospółki, piaski średnio- i gruboziarniste, tzw. mieszanki optymalne i grunty stabilizowane oraz niektóre grunty spoiste i część gruntów antropogenicznych.

W przypadku gruntów antropogenicznych są to najczęściej przepalone łupki kopalniane oraz żużle wielkopiecowe, a także mieszaniny wspomnianych odpadów i mieszaniny tych odpadów z nieprzepalonymi łupkami kopalnianymi oraz z popiołami elektrownianymi (np. Kawalec, 1996; Skarżyńska, 1997; Pieczyrak i Sękowski, 1990).

Zarówno grunty niespoiste, jak i grunty spoiste można stabilizować różnego rodzaju dodatkami, a mianowicie: cementem, wapnem, żywicami, związkami bitumicznymi, żużlami wielkopiecowymi i związkami powierzchniowo czynnymi, a także tzw. dodatkami szkieletowymi w postaci: klińca, tłucznia lub też kamienia polnego. Stabilizowanie gruntów wymaga od wykonawcy przestrzegania przyjętych w projekcie określonych reguł w odniesieniu do: proporcji mieszanych składników (tzw. receptur), technologii mieszania tych składników oraz formowania i pielęgnacji uzyskanej mieszaniny (Wiłun, 1982; Zarski, 1986).

Wymagania stawiane materiałom stosowanym do budowy nasypów precyzują normy branżowe (PN-S-06102/1997, PN-S-62205/1998) lub tzw. specyfikacje, por.

np. D-04.05.00÷04.05.04 (1998). Informacji takich dostarczają także podręczniki z zakresu geotechniki (np. Czyżewski i in., 1973; Arquié, 1980; Wiłun, 1982) lub też opracowania naukowe (np. Pisarczyk,1977). W ogólności powinny to być jednak grunty dobrze uziarnione i dobrze zagęszczające się (grunty o odpowiednich charakterystykach uziarnienia i parametrach zagęszczalności). Istotne są tu także właściwości filtracyjne i odporność gruntów na działanie mrozu, a także spoistość i udział w tych gruntach części organicznych.

Przechodząc do poduszek wzmacniających i stosowanych do ich wykonania klasycznych materiałów, jakimi pozostają żwiry, pospółki oraz piaski średnio- i gruboziarniste podkreślmy za Czyżewskim i in. (1973), że warunek ten spełniają one wówczas, gdy tzw. wskaźnik krzywizny  $C_c \in 1 \div 3$  i wskaźnik niejednorodności uziarnienia U > 4 (dla piasków) lub U >6 (dla żwirów).

Wydaje się, że wymagania te można odnieść także w stosunku do części z wymienionych wcześniej gruntów antropogenicznych (np. przepalonych odpadów kopalnianych).

Obok doboru odpowiedniego materiału do wykonania poduszki lub warstwy wzmacniającej równie istotne jest określenie technologii ich formowania i kryteriów, jakie powinny spełniać, a także metod oceny wykonanych konstrukcji ziemnych.

Technologia formowania nasypów, a takimi są bez wątpienia warstwy i poduszki wzmacniające, sprowadza się do układania dobranego materiału o wilgotności zbliżonej do tzw. optymalnej (w przypadku gruntów niespoistych w =  $w_{opt} \pm 2\%$ ), warstwami o grubości dostosowanej do typu sprzętu zagęszczającego (ok. 0,2+0,7 m) z ich starannym zagęszczeniem. Zagęszczenie to może mieć charakter statyczny (np. walce statyczne, spychacze) lub dynamiczny (np. płyty wolnospadające, zagęszczarki i walce wibracyjne). Liczbę przejść sprzętu zagęszczającego można orientacyjnie dobrać z literatury (np. Wiłun, 1982), jakkolwiek najlepszym rozwiązaniem pozostaje jej ustalenie na poletku doświadczalnym.

Jakość nasypu budowlanego oceniana jest przez jego zagęszczenie, definiowane tzw. wskaźnikiem zagęszczenia I<sub>S</sub>, lub też modułami odkształcenia i wiążącym je wskaźnikiem odkształcenia (E<sub>1</sub>, E<sub>2</sub>, I<sub>0</sub>=E<sub>1</sub>/E<sub>2</sub>). Te dwie ścieżki oceny jakości nasypu wykorzystywane mogą być niezależnie od siebie, równolegle lub też zamiennie. Wskaźnik zagęszczenia (I<sub>S</sub>) definiowany jest przez stosunek gęstości objętościowej szkieletu w nasypie ( $\rho_d$ ) do odpowiedniej gęstości, lecz uzyskanej w badaniach laboratoryjnych dla wilgotności optymalnej ( $\rho_{ds}$ ). Moduły odkształcenia pierwotnego (E<sub>1</sub>) i wtórnego (E<sub>2</sub>) ustalane są poprzez próbne obciążenie podłoża płytą VSS. W normach branżowych znaleźć można, w zależności od przeznaczenia nasypu, wymagane dla nich wskaźniki I<sub>S</sub>, E<sub>1</sub>, E<sub>2</sub>, I<sub>0</sub>. W cytowanej literaturze podane są również zasady ustalania liczby i rozmieszczenia punktów kontrolnych i ewentualnej zamienności obydwu rodzajów badań.

Zagęszczenie nasypu można ponadto definiować stopniem zagęszczenia  $I_D$ , określanym wprost z sondowań dynamicznych, co z kolei umożliwia przyjęcie parametrów wytrzymałościowo-odkształceniowych ( $\phi$ , c, E) i oszacowanie nośności oraz osiadań nasypu. W przypadku sondowań statycznych wielkości te można uzyskać z badań (Tschuschke, 1993; Młynarek, 1997; Młynarek i in., 1997).

W przypadku poduszek i warstw zbrojonych, zbrojeniem mogą być elementy metalowe (pręty, płaskowniki, siatki) oraz elementy syntetyczne (tzw. geotekstylia, geosiatki i geokompozyty). Zbrojenie w postaci jednej lub kilku warstw, a także struktur przestrzennych (np. materace, systemy geokomórkowe) układa się najczęściej na starannie przygotowanych warstwach z gruntu niespoistego lub mało spoistego. Można stosować również w tym celu niektóre grunty antropogeniczne (odpady kopalniane, żużle i ich mieszaniny). Istotne, obok starannego zagęszczenia poszczególnych warstw gruntu, jest również to, by w procesie tym nie uszkodzić materiału zbrojącego. Wymagania w stosunku do gruntów, technologii formowania poszczególnych warstw oraz oceny jakości nasypu dla poduszek i warstw bez zbrojenia i zbrojonych są podobne i ujęte w formie norm i innych przepisów branżowych. Wymagania w stosunku do zbrojenia uwarunkowane są m.in. jego typem, przeznaczeniem konstrukcji zbrojonej i wymaganym dla niej okresem trwałości. W tym przypadku takich opracowań, a przynajmniej dotyczących całości zagadnienia, brak.

# **1.3. AKTUALNY STAN PODSTAW WYMIAROWANIA PODUSZEK**

# 1.3.1. Kryteria wymiarowania i modele obliczeniowe

Przez wymiarowanie poduszki wzmacniającej rozumieć będziemy procedurę ustalania jej wymiarów, tj. wysokości (Hp) i szerokości u podstawy (Bp, Lp).

O poprawności doboru obydwu wielkości decydują warunki stanów granicznych, tj. stan nośności i przemieszczeń. Oznacza to w praktyce, iż tylko te wymiary Hp i Bp są właściwe, przy których nie została przekroczona nośność warstwy bezpośrednio podścielającej poduszkę (zwykle) - ewentualnie nośność samej poduszki oraz wypieranie gruntu obok niej, a osiadania fundamentu nie są większe od wartości dopuszczalnych dla konstrukcji, która na nich spoczywa.

Wspomniane warunki należałoby raczej nazwać kryteriami doboru wymiarów poduszek wzmacniających. Zapiszmy zatem obydwa kryteria w postaci ogólnej:

#### I) kryterium nośności

I

	- w ujęciu tradycyjnym	
	$q^* \le q^*_{dop}$	(1.1)
	- w zgodzie z aktualnymi postanowieniami ISO	()
	$Q_r \leq m \cdot Q_{fr}$	(1.2)
I)	kryterium przemieszczeń	. ,
	$s \le s_{dop}$	(1.3)

W tej sytuacji istotne pozostają zasady określania nośności podłoża i jego przemieszczeń, a mówiąc ściślej, ich podstawy teoretyczne. Modelami obliczeniowymi, wykorzystywanymi w dotychczasowej praktyce przy ustalaniu wspomnianych wielkości, są odpowiednio: model sztywno-idealnie plastyczny i model liniowo sprężysty. Sprawą kluczową dla przedmiotu rozważań jest przy tym w obu modelach uwzględnienie skokowej niejednorodności układu "poduszkapodłoże", która istotnie wpływa na rozkład pola naprężenia i przemieszczenia.

Przez pojęcie "nośności granicznej" lub "stanu granicznego" (np. Dmitruk i in., 1982) należy rozumieć taki stan obciążenia i naprężenia w rozpatrywanym elemencie lub obiekcie, w którym zachodzi początek niestatecznego zniszczenia lub zaawansowanego płynięcia plastycznego (ogólnie, niezdolność do przeniesienia dodatkowych obciążeń). Odnosi się to do wyidealizowanego modelu materiału, w którym pomija się odkształcenia sprężyste, jego wzmocnienie lub osłabienie. Funkcjonujący w geomechanice model ciała sztywno-idealnie plastycznego pozwala na rozwiązanie wielu ważnych zagadnień praktycznych, w tym także zagadnienia stanu równowagi granicznej (Zadroga, 1983).

W praktyce spotkać się zawsze można z takimi warunkami brzegowymi, które doprowadzą do zniszczenia struktury gruntu. Odpowiadające zagadnienia nośności granicznej rozwiązywane są dziś, ogólnie rzecz biorąc, w sposób przybliżony.

Rozróżnia się przy tym dwa główne podejścia:

- metody równowagi granicznej,

metody analizy granicznej.

Podejście pierwsze zakłada spełnienie warunku stanu granicznego wzdłuż potencjalnych linii poślizgu, określonych zwykle eksperymentalnie. Ocena obciążenia granicznego bazuje na warunkach równowagi globalnej, z uwzględnieniem powyższego stanu granicznego. Zaniedbuje się warunki równowagi lokalnej, prawo płynięcia, warunki zgodności.

W efekcie nie wiadomo, jaki jest dystans uzyskanej oceny od rozwiązania scisłego, i co gorsza, czy jest to przybliżenie z nadmiarem, czy z niedomiarem.

Mimo tego, w obecnej codziennej praktyce metody równowagi granicznej, często z empirycznym korektami, wciąż dominują (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; Brinch Hansen, 1961; Dembicki i Tejchman, 1974; Dembicki, 1979).

Metody analizy granicznej bazują na twierdzeniach ekstremalnych teorii nośności granicznej: statycznym i kinematycznym, dostarczających odpowiednio: dolnej i górnej oceny obciążenia granicznego.

Zadanie sprowadza się do określenia:

1) statycznie dopuszczalnego stanu naprężenia (spełniającego równania równowagi, statyczne warunki brzegowe oraz warunek nieprzekroczenia w żadnym punkcie obszaru warunku stanu granicznego  $F(\sigma) \le 0$ ;

2) kinematycznie dopuszczalnego mechanizmu odkształcenia (spełniającego warunek równowagi mocy dysypowanej wewnątrz ciała i mocy sił zewnętrznych, kinematyczne warunki brzegowe, warunki nierozdzielności odkształceń i stowarzyszone prawo płynięcia). W poszukiwaniu ocen górnej i dolnej, lokalizujących rozwiązanie ścisłe, włącza się programowanie matematyczne - wyznacza się maksymalną ocenę dolną i minimalną ocenę górną. Metody analizy granicznej ujęte są szeroko w pracach Izbickiego i Mroza (1976); Derskiego i in., (1982); Dembickiego (1985).

W przypadku nośności granicznej układu "poduszka-podłoże" stosuje się albo proste rozwiązania metodami równowagi granicznej z empirycznymi korektami uwzględniającymi uwarstwienie (Madej, 1977), albo metody analizy granicznej podłoża skokowo niejednorodnego (Florkiewicz, 1990; Łęcki i Florkiewicz, 1993; Łęcki, 1994). W ostatnich czasach analizy graniczne prowadzone są przy użyciu ogólnych procedur numerycznych, takich jak metoda elementów kinematycznych Gussmana (1986).

Jak wcześniej zauważono, do analizy przemieszczeń układu "poduszkapodłoże" w dotychczasowej praktyce stosuje się model liniowo sprężysty. Umożliwia to korzystanie z powszechnie znanych metod odkształceń (odkształceń trójosiowych) i naprężeń (odkształceń jednoosiowych), których ze zrozumiałych względów tutaj się nie przytacza. Warto jedynie zauważyć że, uwzględniają one skokową niejednorodność w sposób bardzo uproszczony, stosując w odniesieniu do warstw o różnych modułach odkształcenia E<sub>0i</sub>, E<sub>i</sub> rozwiązania zagadnień równowagi półprzestrzeni liniowo sprężystej, jednorodnej i izotropowej.

Tylko w bardziej zaawansowanych liniowo sprężystych analizach układu "poduszka-podłoże" (Gryczmański i Fedynyszyn, 1976; Gryczmański i Skibniewska, 1978; Gryczmański, 1980) skokowa niejednorodność uwzględniania była w sposób ścisły. Pociągnęło to za sobą konieczność stosowania metody elementów skończonych.

# 1.3.2. Obecna praktyka wymiarowania poduszek

W podręcznikach z zakresu budownictwa oraz geotechniki, wydanych w latach czterdziestych i pięćdzisiątych ubiegłego wieku, można uzyskać informacje na temat uwarunkowań stosowania oraz koncepcji wymiarowania i wykonywania poduszek wzmacniających (np. Aliberti, 1956; Kollis, 1958). Należy podkreślić przy tym ogólną zgodność autorów w odniesieniu do wszystkich wymienionych zagadnień.

Podstawę dotychczasowej praktyki wymiarowania poduszek wzmacniających stanowią dwa następujące założenia:

- 1. O wysokości Hp poduszki decyduje warunek nieprzekroczenia nośności lub naprężenia dopuszczalnego gruntu słabego w spągu poduszki. Warunek dopuszczalnych osiadań, jakkolwiek oczywisty, traktowany jest drugoplanowo.
- 2. O szerokości poduszki u jej podstawy (Bp) przesądza arbitralnie szacowany kąt rozkładu naprężeń w podłożu  $\beta$  (rys. 1.3).



Rys. 1.3. Schemat obliczeniowy Fig. 1.3. Numerical scheme Różnorodność propozycji wymiarowania poduszek wzmacniających wynikała zasadniczo z dwóch powodów, a mianowicie: różnie przyjmowanej przez poszczególnych badaczy wielkości kąta  $\beta$  oraz różnie interpretowanego przez nich warunku nośności. Wynikiem tego jest kilkanaście propozycji wymiarowania poduszek, jakie pojawiły się na przestrzeni ostatnich czterdziestu lat, z których część doczekała się nomogramów, tablic lub wykresów, ułatwiających wydatnie proces projektowania (np. Bryl, 1957; Kierski, 1966; Biernatowski, 1984; Glinicki, 1984).

Jedną z pierwszych propozycji przedstawił Bryl (1957). Przyjął on mianowicie, że poduszka u podstawy ma szerokość równą szerokości fundamentu ( $\beta=0^{\circ}$ ), z poszerzeniem u góry o ok.40÷50 cm poza obrys fundamentu. Wysokość poduszki ustalało się natomiast przy założeniu, że naprężenie w jej spagu nie przekroczy naprężenia dopuszczalnego dla warstwy słabej. Założenie takie, o czym wspomniano wcześniej, charakteryzowało również pozostałe propozycje, przy czym ich autorów różni podejście do przyjmowania wartości kąta β, a tym samym szerokości poduszki u jej spągu. I tak: Aliberti (1956) i Kollis (1958) przyjęli kąt ten jako równy kątowi tarcia wewnętrznego materiału poduszki (β=φ), Toczkow (1961), Izbasz (1961), Kierski (1966), Szechy (1967) oraz Wiłun (1982) proponowali, by kat ten przyjmować na poziomie  $\beta$ =45°, natomiast Huckel (1967), Grabowski i in., (1984) jako  $\beta$ =40°. Według tych ostatnich, w przypadku piasków nawodnionych, kąt  $\beta$ można zmniejszyć nawet do 20°. Stefanow i Toczkow w pracy (1986) wprowadzili do swojej wcześniejszej propozycji korektę, zmniejszając kąt  $\beta$  do wartości 30÷35°. Od tych propozycji odbiega aktualnie obowiązująca norma (1981), według której kąt β, związany z rodzajem materiału poduszki i jej względną miąższością (Hp/B), może osiągnąć maksymalną wartość na poziomie  $\beta=18,4^{\circ}$ . Dodajmy, że poszczególne propozycje różnić może także ujęcie warunku nośności (np.: nieprzekroczenie naprężeń dopuszczalnych w stropie warstwy słabej (Wiłun, 1982); równości pól naprężeń pionowych pod fundamentem o szerokości B i pod poduszką o szerokości B+2 Hp (Szechy, 1967), jak i sposób jej określania (np. według Terzaghiego (1943), Meyerhofa (1953) lub PN-81/B-03020 (1981)).

Niektóre z propozycji wymiarowania poduszek wzmacniających wymagają sprawdzenia warunku jej stateczności. Sprowadza się to do porównania parcia biernego od obciążeń "umiejscowionych" w obrębie poduszki i parcia biernego od materiału otaczającego poduszkę. Propozycje Dałmatowa (patrz. Izbasz, 1961), Glinickiego (1984), Motaka (1988), Brząkały i Rybaka (1990) różnią jednak schematy statyczne. Dodajmy, że ci ostatni własną propozycję uzupełnili nomogramami.

W podsumowaniu należy zauważyć, że dotychczasową praktykę wymiarowania poduszek tworzą próby doraźnego rozwiązania bardzo ważnego problemu geotechnicznego, bez uzasadnienia teoretycznego w ramach mechaniki gruntów. Do bardzo wyidealizowanego przecież w ogólności opisu zawartego w kryteriach i modelach obliczeniowych, naszkicowanych w rozdz. 1.3.1, cytowani autorzy dokładają dalsze zasadnicze uproszczenia. Grzechem głównym wydaje się koncepcja istnienia konkretnego kąta rozkładu naprężeń w podłożu. Żadna rzetelna teoria rozchodzenia się obciążenia powierzchniowego w masywie gruntowym (w półprzestrzeni, warstwie) nie potwierdza istnienia granic, które zamykałyby sektor mechanicznych oddziaływań. Czegoś takiego po prostu nie ma. Stąd oczywista arbitralność wyboru kąta  $\beta$ . Co gorsza, kąt  $\beta$  decyduje bezpośrednio o szerokości poduszki. Według różnych propozycji otrzymuje się więc zupełnie różne wymiary poduszek wzmacniających. Wykazał to autor (Sękowski, 1993), dokonując analiz porównawczych objętości poduszek pod ławami o szerokości B=1,0 m i B=2,0 m (rys.1.4a), wyznaczonych według różnych autorów - względem zaproponowanych przez Bryla (1957) (Vpi/Vp2). Wyniki tej analizy przytoczono na rys.1.4b.



Rys. 1.4a. Schemat obliczeniowy do obliczeń porównawczych Fig. 1.4a. Numerical scheme for comparative computations



Rys. 1.4b. Wyniki obliczeń porównawczych Fig. 1.4b. Results of comparative computations

#### 1.3.3. Podstawy wymiarowania w świetle badań doświadczalnych

Zachowanie się podłoża wzmocnionego poduszką żwirowo-piaskową było przedmiotem badań modelowych o charakterze poznawczym i weryfikującym; zarówno w skali laboratoryjnej, jak i naturalnej.

Badania takie prowadzili m.in.: Toczkow (1961), Kezdi (1964), Szechy (1967), Cichy i Odrobiński (1974), Żukow i in., (1974) oraz Sękowski (1990a, 1990b, 1992, 1998).

Zasadniczym celem badań Szechy'ego (1967) była ocena wpływu grubości i szerokości poduszki oraz zagłębienia fundamentu, a także zróżnicowania sztywności gruntu słabego i zamiennego, na nośność podłoża ulepszonego. Badania prowadził on w skrzyni o wymiarach 80x100x80 cm, wypełnionej piaskiem lub pyłem, natomiast badania terenowe w wykopie, w którym podłoże rodzime stanowił ił pylasty. W obydwu przypadkach poduszkę wykonano z materiału ziarnistego (piasek, pospółka, tłuczeń). Autor wysunął szereg wniosków praktycznych. Oto one:

- zasięg linii poślizgu w podłożu uwarstwionym (przy wysokości poduszki Hp≤2B) jest mniejszy od określonego według teorii Prandtla-Caquota (Wiłun, 1982),
- aby działanie poduszki było skuteczne, jej grubość powinna mieścić się w przedziale B÷2B, a wytrzymałość materiału ziarnistego powinna być większa od wytrzymałości gruntu podścielającego minimum o 20% (zalecane o 40÷50%),
- efektywność wzmocnienia wzrasta wraz z zagłębieniem fundamentu (przy D=B jest o ok.100% większa niż w przypadku gdy D=0),
- gdy szerokość poduszki u podstawy zwiększa się ponad B+2Hp (β=45°), nie obserwuje się wzrostu nośności podłoża ulepszonego, co potwierdzałoby założenia teoretyczne Toczkowa (1961).

Praca Cichego i Odrobińskiego (1974) zawiera wyniki badań modelowych przeprowadzonych w skrzyni o szerokości 50 cm. Warstwę słabą (był nią namuł w stanie plastycznym lub miękkoplastycznym) podścielała jednolita warstwa zagęszczonego piasku średniego. Poduszka wykonana z tego samego piasku, lecz o zmiennej miąższości obciążona była (osiowo lub mimośrodowo, pionowo i z nachyleniem) fundamentem pasmowym o zróżnicowanej szerokości B. Zasadnicze wnioski pracy sprowadzają się do następujących stwierdzeń:

- efektywność wzmocnienia podłoża, wyrażona redukcją osiadań i wzrostem nośności granicznej, jest funkcją grubości poduszki, charakterystyki wytrzymałościowo-odkształceniowej namułu oraz schematu obciążenia,
- teoretyczne podstawy obliczania nośności tak uformowanego podłoża, bazujące na założeniu klasycznych linii poślizgu, z jednoczesnym traktowaniem osiadań jako sumy osiadań sprężystych w poszczególnych warstwach, są zawodne.

W uzupełnieniu do tej pracy należy wspomnieć o wielu podobnych, w których badano zachowanie się podłoża uwarstwionego z silnie odkształcalną warstwą zalegającą poniżej warstwy nośnej. Obszerny ich wykaz zawiera rozprawa doktorska Kazaneckiego (1983).

Keźdi (1964) w swej pracy przytoczył wyniki badań doświadczalnych wpływu grubości poduszki piaskowej na przebieg osiadań fundamentu pasmowego o szerokości B=2,0 m, zagłębionego na poziomie D=B/2=1,0 m i obciążonego naciskiem jednostkowym q=200 kPa. Z przedstawionej zależności wynika, że intensywność redukcji osiadań podłoża wyraźnie maleje, po osiągnięciu przez poduszkę grubości równej szerokości fundamentu (Hp=B).

Žukow i in., (1974) przedstawili z kolei wyniki badań terenowych i laboratoryjnych nad zachowaniem się podłoża pod fundamentem stopowym (B/L=1), koncentrując się na ocenie wpływu kształtu poduszki (z założenia trapezowej) i materiału, z którego ją wykonano, na przemieszczenia fundamentu obciążonego siłą ukośną.

Pierwsze z badań autora (Sękowski,1990a) wykonane zostały w skrzyni o wymiarach 100x20 cm i wysokości 100 cm. Słabe podłoże modelowano popiołem elektrownianym o stopniu zagęszczenia  $I_D=0,16$ , poduszkę natomiast równoziarnistym piaskiem średnim (U=2,8;  $I_D=0,5$ ). Obciążenie o maksymalnej wartości 50 kPa przykładano w sposób skokowo zmienny (co 5 kPa), poprzez fundament o szerokości 10 cm, zagłębiony na poziomie D=B/2. Zmiennymi w prowadzonych badaniach były: szerokość poduszki i jej wysokość (Hp i Bp - z przedziału 0,5B÷2B). Podstawą analizy i wynikających z niej wniosków była zależność osiadań fundamentu od przykładanych obciążeń. Z zależności tych (w zakresie liniowym) wynika, że efektywność wzmocnienia, wyrażona redukcją osiadań fundamentu, jest w przybliżeniu funkcją hiperboliczną, tak szerokości, jak i wysokości poduszki. Z badań tych wynika jednocześnie, że optymalne wymiary poduszek wzmacniających to: Hp=1,0B; Bp=2,0B.

Wnioski powyższe potwierdzone zostały także przez badania, które wykonał autor w pełnowymiarowej skrzyni badawczej (100x100x100 cm) (Sękowski, 1990b, 1992). Słabe podłoże, również i w tym przypadku modelowane popiołem elektownianym (U=3,85; I<sub>D</sub>=0,78), częściowo zastąpiono warstwą z równoziarnistego piasku średniego (U=2,9; I<sub>D</sub>=0,41) o zmiennej miąższości (Hp  $\in 0,25+2B$ ). Obciążenie przykładano w sposób skokowo zmienny (0+200 kPa), przez fundament szerokości B=14 cm (L=100 cm), zagłębiony na głębokość D=B/2.

Ostatnie z cytowanych badań autor przeprowadził w roku 1998. Z uwagi na jego szczegółowe przedstawienie w rozdziale 3 pracy, podobnie jak i badań omówionych wcześniej (Sękowski, 1992), poniżej będą jedynie zaprezentowane wnioski. Wyjaśnijmy jednak, że badania powyższe przeprowadzone zostały w terenie na trzech stanowiskach badawczych. Fundament o wymiarach BxL=0,5x0,5 m był zagłębiony na poziomie D=B=0,5 m. Pierwsze stanowisko wykonano na podłożu rodzimym (glina pylasta o I<sub>L</sub>=0,24), a w pozostałych pod wspomnianym fundamentem wykonano poduszkę szerokości Bp=2B i wysokości odpowiednio: Hp=0,5B i Hp=1,0B z równoziarnistego piasku średniego (U=2,75; I<sub>D</sub>=0,88). Obciążenie stanowił stos płyt drogowych, układanych etapami. Wraz z przykładanym obciążeniem rejestrowano osiadania fundamentów. Z przeprowadzonych badań wynikały następujące wnioski końcowe:

- osiadanie podłoża, odniesione do poziomu naprężeń proporcjonalnych, w przypadku wzmocnienia go poduszką o wysokości Hp=0,5B i Hp=1,0B stanowiło odpowiednio 41 % i 36% osiadania podłoża nie wzmocnionego,
- 2) nośność podłoża wzmocnionego (oszacowana według propozycji Wiłuna (1976) w stosunku do podłoża nie wzmocnionego (q<sub>gr</sub> ≈340 kPa) wzrosła odpowiednio: 1,23- i 1,4-krotnie. Ten stosunkowo nieduży wzrost nośności wyniknął najprawdopodobniej z niewielkiego zróżnicowania obydwu ośrodków, o czym wspominał cytowany już Szechy (1967).

Toczkow (1961) w pracy zaprezentowanej na Międzynarodowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania w Paryżu przedstawił teorię rozkładu naprężeń w podłożu uwarstwionym, popartą badaniami elastooptycznymi, co z kolei stanowiło podstawę propozycji wymiarowania poduszek wzmacniających, przedstawionej zresztą w tej samej pracy.

Trudno oczekiwać, by tak nieliczne, podejmowane w różnych latach i przez różnych badaczy doświadczenia mogły stworzyć przesłanki do spójnej, dobrze umotywowanej teorii wymiarowania poduszek. Można jednak mówić o skupieniu badań wokół pewnych celów i uzyskaniu wyników o charakterze poznawczym.

Widoczne są dwa takie cele:

- określenie wpływu wymiarów i kształtu poduszek na osiągnięty efekt wzmacniający (wzrost nośności, redukcję osiadań),
- zbadanie przydatności istniejących teorii do statycznej analizy poduszek. Odpowiadają im dwie zasadnicze konkluzje:
- 1. Nadmierne rozbudowanie poduszki jest nieracjonalne. Powyżej pewnej granicy zwiększanie wymiarów nie przynosi dalszego istotnego wzrostu nośności i spadku osiadań. Graniczne wymiary są rzędu: Hp=B i Bp=2B (dla poduszek prostokątnych).
- Przydatność dotychczas stosowanych metod analizy nośności i osiadań do wymiarowania poduszek jest bardzo ograniczona.

# 1.3.4. Podstawy wymiarowania w świetle badań teoretycznych

Metody numeryczne (metoda różnic i elementów skończonych oraz metoda elementów brzegowych – MRS, MES, MEB) stworzyły szansę na rozwiązanie wielu zagadnień inżynierskich, dotychczas nierozwiązywalnych lub rozwiązywanych w sposób bardzo uproszczony. Pojawienie się natomiast, już na przełomie lat sześćdziesiątych i siedemdziesiątych, bardzo szybkich maszyn liczących szansę ową urzeczywistniło, i to w stopniu niemal niewyobrażalnym (Burczyński, 1998), m.in. poprzez realizowanie różnego rodzaju symulacji i studiów teoretycznych. Te ostatnie sprowadzają się do analiz numerycznych przy różnych parametrach geometrycznych i fizycznych, z próbą formułowania wniosków natury ogólniejszej (w tym ilościowej).

Także w odniesieniu do poduszek wzmacniających prowadzone były zorientowane analizy numeryczne. Prowadzono je w większości z użyciem metody elementów skończonych. Dotyczyły też one głównie rozkładów przemieszczenia i naprężenia w podłożu ulepszonym poduszką lub warstwą wzmacniającą. Podzielić je można na analizy w ramach liniowej teorii sprężystości ciał skokowo niejednorodnych (Gryczmański i Fedynyszyn, 1976; Gryczmański i Skibniewska, 1978; Gryczmański, 1980) i nieliniowej teorii sprężystości (Mitchell i Gardner, 1971) oraz analizy sprężysto-plastyczne (Sękowski, 1995a, 1995b; Brząkała i Nguyen, 2000).

Gryczmański i Fedynyszyn (1976) analizowali wpływ szerokości warstwy wzmacniającej na przemieszczenia i naprężenia w podłożu sprężystym. Rozważana była skokowo niejednorodna półprzestrzeń sprężysta, której górna warstwa miała ograniczone wymiary w rzucie (Bp  $\in 0.9B$ ), gdzie B=1,0 m i jest szerokością fundamentu, i niezmienną grubość Hp=0,7 m. Założono przy tym, że wszystkie

warstwy półprzestrzeni są izotropowe i jednorodne, a ich styki doskonale szorstkie. Podłoże słabe tworzyła plastyczna glina pylasta ( $I_L=0,4$ ), poduszkę - średnio zagęszczony żwir ( $I_D=0,5$ ), a obciążenie przyłożone na podłoże poprzez ławę było stałe i wynosiło q\*=100 kPa. Autorzy w zakończeniu pracy sformułowali szereg wniosków, głównie natury jakościowej. Oto najciekawsze z nich:

- wpływ szerokości warstwy wzmacniającej na pole naprężenia i przemieszczenia jest znaczący tylko wówczas, gdy jest ona równa lub nieznacznie większa od szerokości fundamentu (Bp ∈ 1÷1,5B),
- zwiększenie wymiaru poduszki poza Bp=1,5B z punktu widzenia geotechniki może więc okazać się niecelowe,
- lokalne usztywnienie podłoża wywołuje silne zaburzenia w rozkładzie naprężeń stycznych i poziomych,
- wprowadzenie warstwy wzmacniającej oznacza wystąpienie w jej wnętrzu naprężeń rozciągających, o największej wartości w osi obciążenia - nieco nad jej spagiem, porównywalnej z obciążeniem zewnętrznym.

Gryczmański i Skibniewska (1978) z kolei skupili się na określeniu racjonalnej szerokości poduszki żwirowo-piaskowej. Za racjonalną uznali taką, przy której redukcja osiadań powierzchni obciążonej stanowi 95% tej, jaką osiągnięto by przy zastosowaniu poduszki o praktycznie niegraniczonej szerokości. Podstawę wniosków końcowych stanowiły zależności pomiędzy wymiarami przekroju poprzecznego poduszki (Hp/B, Bp/B) a osiadaniem ławy o stałej szerokości (B=2,6 m), obciążonej naciskiem jednostkowym q\*=440 kPa. Przyjęty do analizy model to, podobnie jak w pracy poprzedniej, układ poziomych warstw, liniowo sprężystych, izotropowych i jednorodnych, których styki są idealnie szorstkie. Z zamieszczonych w pracy wykresów jego autorzy sporządzają nomogram pozwalający dobrać racjonalną szerokość poduszek wzmacniających. Wynika z niego, że kąt rozszerzenia naprężeń β dla poduszek żwirowych ma wartość do 19°, natomiast w przypadku poduszek piaskowych jest o ok. 3° do 4° większy. Autorzy zastrzegają jednocześnie, że rozważania te dotyczą pełnej wymiany gruntu słabego - sugerując jednocześnie, że w przypadku wymiany częściowej racjonalna szerokość poduszek może być ok. 2,5krotnie większa od wymiaru ławy.

Praca Gryczmańskiego (1980) miała charakter systematycznego studium parametrycznego rozkładu przemieszczenia i normalnego naprężenia pionowego wzdłuż pionowej osi układu "fundament-poduszka-podłoże". Zmiennymi parametrami w tym studium były: względna grubość i szerokość poduszki i stosunek modułów sprężystości poduszki i podłoża. Pracę można uważać za podsumowanie liniowo sprężystych analiz podłoża fundamentu wzmocnionego poduszką.

Przesłanką dla podjęcia przez Mitchella i Gardnera (1971) obszernych analiz numerycznych poduszek wzmacniających było przeświadczenie autorów o nieadekwatności przyjmowania założeń teorii sprężystości do rozwiązywania tego zagadnienia. Krytykę budziły: założenia o liniowości odkształceń oraz podobieństwie zachowania się ośrodka w przypadku ściskania i rozciągania, szczególnie wówczas, gdy poszczególne warstwy podłoża są bardzo zróżnicowane pod względem odkształcalności. W swej pracy Mitchell i Gardner, wykorzystując MES, poddali obszernej analizie numerycznej słabe podłoże gruntowe wzmocnione nieograniczoną poduszką piaskową, przy założeniu nieliniowych charakterystyk materiałowych ośrodka ziarnistego i podścielającej go gliny. Punktem wyjścia dla wspomnianych charakterystyk materiałowych były hiperboliczne związki "naprężenie-odkształcenie" w ujęciu Duncana i Changa (1970).

W analizie numerycznej rozważano zadanie osiowo-symetryczne, przyjmując jako stałe zagłębienie stopy, zmieniając natomiast podłoże (podłoże dwuwarstwowe) i średnicę samego fundamentu oraz większość z cząstkowych parametrów materiałowych, definiujących moduł styczny obydwu ośrodków. Z zamieszczonych w pracy wykresów ich autorzy wnioskują o jakościowym wpływie poszczególnych parametrów na przebieg osiadań i naprężeń w podłożu warstwowym. Stwierdzają jednocześnie, że konwencjonalne teorie rozkładu naprężeń w półprzestrzeni w zastosowaniu do poduszki, dają nadmiernie duże wartości naprężeń w podłożu podścielającym. Mało przydatna jest także liniowa teoria sprężystości układu dwuwarstwowego, ponieważ związki "naprężenie-odkształcenie" dla materiału podłoża i poduszki są nieliniowe, a w dodatku ten ostatni nie przenosi rozciągań.

Za dalszy krok w kierunku realistycznej oceny pola naprężeń i osiadań podłoża wzmocnionego poduszką uważać można analizy sprężysto-plastyczne, przeprowadzone przez autora (Sękowski, 1995a,1995b). Podobne jak u Mitchella i Gardnera (1971), motywacją do podjęcia takich prób była świadomość silnej nieliniowości fizycznej odkształceń podłoża słabego. Doszło do tego spostrzeżenie, że rozciągania sprężyste, występujące w dolnej strefie poduszki, prowadzą już przy niewielkich naciskach fundamentu do lokalnego stanu granicznego w tym obszarze. W obu pracach zaprezentowane zostały wyniki analiz MES przy zastosowaniu różnych modeli konstytutywnych dla gruntów poduszki i podłoża. Szczególnie ważne wydają się wyniki zawarte w drugiej z prac (1995b), gdzie skonfrontowano analizy układu z zastosowaniem modeli liniowo sprężystych, sprężysto-idealnie plastycznych Coulomba-Mohra i Druckera-Pragera oraz modeli stanu krytycznego (Modified Cam-clay).

Zasadnicze wnioski z przeprowadzonych obliczeń i analiz numerycznych, sprowadzić można do:

- wzmocnienie podłoża słabego poprzez zastąpienie jego części poduszką jest rozwiązaniem efektywnym,
- plastyczność w ośrodku gruntowym objawia się lokalnie praktycznie już od momentu przyłożenia obciążenia,
- zależność "obciążenie osiadanie" jest bardzo wraźliwa na zmiany parametrów materiałowych gruntów (szerzej na ten temat w pkt. 2.2),
- 4) do opisu zachowania się układu: "słabe podłoże poduszka" mogą być szerzej wykorzystane modele sprężysto-plastyczne, w tym także modele sprężystoidealnie plastyczne, zgłoszone następnie w postaci propozycji (Gryczmański i Sękowski, 1996; 1997).

Przykładem podobnych analiz numerycznych jest praca Brząkały i Nguyena (2000). Dotyczy ona także, na co warto zwrócić uwagę, poduszek zbrojonych.

By najkrócej podsumować wyniki dotychczasowych analiz teoretycznych w odniesieniu do podstaw wymiarowania poduszek wzmacniających, należałoby stwierdzić, że dowodzą one zasadności wykorzystania do opisu układu: słabe podłoże - poduszka wzmacniająca modeli sprężysto-plastycznych różnej generacji.

# 1.3.5. Statyka poduszek wzmacniających

Ulepszenie słabego podłoża gruntowego poprzez jego częściową wymianę jest rozwiązaniem korzystnym dla posadowionego na nim obiektu. Potwierdzają to obserwacje, a pośrednio przekonują także wyniki badań i testów numerycznych, z których niektóre przytoczono powyżej. Podpowiada to również intuicja. Wykonanie w podłożu słabym poduszki wzmacniającej zmienia w nim pole naprężenia i pole przemieszczenia, słowem zmienia się statyka układu: fundament - słabe podłoże poduszka w stosunku do układu: fundament - słabe podłoże. Efektywność samego rozwiązania sprowadza się ostatecznie do podwyższenia nośności podłoża ulepszonego i zwiększenia jego sztywności.

Aby potwierdzić tę tezę, zdecydowano się na przeprowadzenie ukierunkowanych obliczeń numerycznych przyjętego a priori układu: fundament podłoże, przed i po jego wzmocnieniu poduszką piaskową.

- W tym konkretnym przypadku była to ława fundamentowa o szerokości B=1,0 m, posadowiona na głębokości  $D_{min}=1,0$  m i obciążająca podłoże naciskiem jednostkowym o wartości q\* = 400 kPa. Podłoże słabe budowały plastyczne, normalnie skonsolidowane gliny (G, I<sub>L</sub>=0,4), a materiałem wzmacniającym był piasek średni w stanie średnio zagęszczonym (Ps, I<sub>D</sub>=0,4). Podłoże rodzime wzmocniono poduszką o wymiarach: Hp=1,0B i Bp=2,0B. Schemat układu przedstawiono na rys.1.5a.
- Przyjęty dla układu model geometryczny i model dyskretny przedstawiono odpowiednio na rys. 1.5b i rys. 1.5c (podłoże gruntowe odwzorowano 285 ośmiowęzłowymi elementami prostokątnymi, podpartymi przesuwnie wzdłuż ścian pionowych i nieprzesuwnie wzdłuż poziomej podstawy). Wymiary modelu dyskretnego (B\*-H\*) w stosunku do szerokości fundamentu (B\*/B i H\*/B) wynosiły odpowiednio: 10 i 6.0.
- By jednak same obliczenia były dostatecznie wiarygodne, do odwzorowania podłoża i poduszki wykorzystano zaawansowane modele obliczeniowe gruntów (model "cap", z powierzchnią ograniczającą Druckera-Pragera i fragmentem Modified Cam-clay) oraz program obliczeniowy Z-Soil. W analizie numerycznej MES, założono, że fundament jest materiałem liniowo sprężystym o parametrach: E<sub>f</sub>=28500 MPa, ν<sub>f</sub>=0,17, γ<sub>f</sub>=20 kN/m<sup>3</sup>, natomiast piasek i glina materiałami spełniającym postulaty modelu sprężysto-plastycznego: ściślej modelu Modified Cam-clay i modelu Druckera-Pragera. Parametry tego pierwszego dla piasku przyjęto za Desai i Siriwardanem (1984), natomiast dla gliny za Atkinsonem (1993).

piasek średni,  $I_D=0,4 \implies E=68$  MPa;  $\phi=32,3^{\circ}$ ; c=1 kPa;  $\nu=0,25$ ;  $\rho=18$  kN/m<sup>3</sup>;  $\lambda=0,014$ ;  $\kappa=0,0024$ ; M=1,24;  $e_0=0,34$ ;  $\nu=0,25$ ,

glina,  $I_L=0.4 \Rightarrow E= 13.5 \text{ MPa}; \phi=11.6^\circ; c=11 \text{ kPa}; \nu=0.3; \rho=20 \text{ kN/m}^3; \lambda=0.099; \kappa=0.046; M=0.643; e_0=0.237; \nu=0.3.$ 







- Rys. 1.5. Model geometryczny (b) i dyskretny (c) układu: fundament słabe podłoże poduszka
- Fig. 1.5. Geometrical (b) and discrete (c) model for "foundation weak subsoil cushion" system

Efekt ulepszenia słabego podłoża gruntowego poduszką wzmacniającą ilustrują rys.1.6÷1.11, na których pokazano wyniki obliczeń dla "podłoża nie wzmocnionego (a) i wzmocnionego poduszką (b), (obok siebie) w następującej kolejności: zależność "obciążenie-osiadanie" (rys.1.6), izobary naprężeń pionowych (1.7), poziomych (rys.1.8) i stycznych (rys.1.9), pomniejszonych o naprężenia geostatyczne oraz przemieszczeń pionowych (rys.1.10) i poziomych (rys.1.11). Izobary te określono dla obciążenia q\*\*=125 kPa.

q\*, kPa 0,00E+00 50 100 150 200 0 2.0 -5,00E+00 q\*\*=125 kPa -1,00E+01 -1.50E+01 -2,00E+01 O bez wzmocnienia -2,50E+01 cm z poduszką piaskową Ś -3,00E+01

30

Rys. 1.6. Zależność "obciążenie – osiadanie" Fig. 1.6. "Loading - settlement" relation



Rys. 1.7. Izobary naprężeń pionowych  $\sigma_{zz}$  od obciążenia zewnętrznego q\*\* Fig. 1.7. Isobars of normal vertical stresses  $\sigma_{zz}$  from external loading q\*\*

1.3598+ 1 -1 265e+0 b) a) 2 -1.173e+0 3 -1.080e+0 4 -9.869e+0 5 -8.940e+0 6 -8.010e+01 -7.081e+0 8 -6.151e+0 9 -5 222e+0 0 -4 292e+0 11 -3.362e+0 12 -2.433e+01 13 -1.503e+01 14 -5 738e+00 15 3.558e+00 16 1.285e+01 17 2.215e+01 podłoże wzmocnione poduszką podłoże nie piaskową: Hp=B; Bp=2B 18 3.144=+01 wzmocnione 19 4.074e+01 5.004e+0

Rys. 1.8. Izobary naprężeń poziomych  $\sigma_{xx}$  od obciążenia zewnętrznego q\*\* Fig. 1.8. Isobars of normal horizontal stresses  $\sigma_{xx}$  from external loading q\*\*



Rys. 1.9. Izobary naprężeń stycznych  $\sigma_{xz}$  od obciążenia zewnętrznego q\*\* Fig. 1.9. Isobars of tangent stresses  $\sigma_{xz}$  from external loading q\*\*







Rys. 1.11. Izobary przemieszczeń poziomych v od obciążenia zewnętrznego q\*\* Fig. 1.11. Isobars of horizontal displacements v from external loading q\*\* Częściowa wymiana gruntu słabego na poduszkę z materiału ziarnistego o wyższych parametrach fizykomechanicznych powoduje wzrost nośności podłoża (tu z ok. 170 kPa dla podłoża nie wzmocnionego do ok.260 kPa - rys.1.6) i jego sztywności, a także zmiany w rozkładach składowych stanu naprężenia i przemieszczenia. Powoduje ona w ogólności dekoncentrację lub też koncentrację naprężeń składowych i wynikające stąd zmiany pola przemieszczenia. Zauważalne na poszczególnych parach rysunków różnice mają charakter dynamiczny, nasilając się w miarę zwiększania obciążenia q\*.

Pomimo tego, iż przedstawione wyniki dotyczą określonego schematu obliczeniowego i nie uwzględniają wpływu: kształtu poduszki wzmacniającej, rodzaju materiałów budujących podłoże i poduszkę oraz obciążenia na zachowanie się układu: fundament - słabe podłoże gruntowe - poduszka wzmacniająca, to jednak dowodzą one, że jest ono wyraźnie inne dla podłoża nie wzmocnionego i podłoża wzmocnionego wspomnianą poduszką.

# 1.3.6. Wymiarowanie poduszek wzmacniających w świetle współczesnych osiągnięć geotechniki

Osiągnięcia współczesnej geotechniki, zarówno w zakresie teorii, jak i badań doświadczalnych, wnoszą sukcesywnie zastrzeżenia do przedstawionego w pkt. 1.2 rozprawy aktualnego podejścia do problemu wymiarowania poduszek wzmacniających. Wymieńmy tylko niektóre z nich:

- rozkład naprężeń w podłożu uwarstwionym ma inny przebieg niż w półprzestrzeni liniowo sprężystej, a współdecydują o nim sztywności poszczególnych warstw i ich układ. Potwierdzają to już prace Kriwisakiego, Burministra, Kogana (patrz. Wiłun, 1976), a także wyniki analiz numerycznych i badań elastooptycznych, (np. Doroszkiewicz i Rymaszewski, 1978),
- ✓ zachowanie się ośrodka gruntowego w przypadku ściskania i rozciągania jest odmienne (grunt praktycznie nie przenosi tych ostatnich (np. Keźdi, 1964),
- mechanizm zniszczenia w ośrodku jednorodnym i ośrodku uwarstwionym jest odmienny (np. Kazanecki, 1983, Odrobiński, 1974a),
- stwierdzony wpływ historii (OCR) na zachowanie się gruntu pod obciążeniem (Bzówka i in., 1994),
- ✓ grunt nie jest ośrodkiem spełniającym postulat liniowej sprężystości. Po przyłożeniu niewielkich obciążeń (Gryczmański, 2000) wykazuje on już oznaki uplastycznienia. Strefy uplastycznienia rozwijają się w miarę wzrostu obciążenia, przy czym proces ten ma inny przebieg w różnych pod względem stratygraficznym gruntach,
- ✓ podstawą oceny pracy układu: podłoże-fundament jest w równym stopniu stan nośności, jak i stan użytkowania. W praktyce decydujący jednak częściej jest ten ostatni (np. Gryczmański, 1984, Brząkała i Nguyen, 2000).

# 1.4. TEZA, CEL I ZAKRES PRACY

Podsumowanie współczesnego stanu praktyki wymiarowania poduszek wzmacniających może być ujęte w formę następujących ustaleń:

- Grubość poduszki określana jest na podstawie różnie pojmowanego warunku nośności układu "słabe podłoże - poduszka" lub samego podłoża; rozmaitość sformułowań prowadzi do znacznych rozbieżności ocen przez różnych autorów, a zdecydowana ich większość wykazuje niepewności wynikające z niedostatków teorii równowagi granicznej, nie uwzględniających wpływu uwarstwienia.
- 2. Szerokość poduszki wytyczana jest przez proste ograniczające pole rozchodzenia się nacisków z fundamentu, a kat odchylenia tych prostych od pionu ( $\beta$ ) stanowi jedyny parametr określający wspomnianą szerokość; analizy sprężyste i sprężysto-plastyczne nie potwierdzają istnienia skończonej, a w dodatku ograniczonej płaszczyznami strefy oddziaływania budowli, stąd arbitralność doboru  $\beta$  bez żadnego umocowania teoretycznego i nieuniknione poważne rozbieżności ocen.
- 3. Pomijane są w wymiarowaniu poduszek kryteria osiadań i ich nierównomierności, gdy tymczasem to one, jako zdecydowanie bardziej restrykcyjne w przypadku gruntów bardzo ściśliwych, niż kryterium nośności, decydują zazwyczaj o wymiarach wymiany.

Wniosek ostateczny jest taki, że współczesna praktyka wymiarowania poduszek korzysta z niekompletnych lub, co gorsza, nie mających teoretycznych ani doświadczalnych podstaw kryteriów. W zestawieniu z obecnym poziomem mechaniki gruntów razi anachronizmem i rozbieżnościami różnych koncepcji.

Głównym sukcesem badań doświadczalnych, opisanych w rozdz.1.3, była konkluzja o ograniczeniu racjonalnych wymiarów poduszek do Hp=B i Bp=2B. Inny wniosek mówi o małej przydatności dotychczasowych metod wymiarowania, co stanowi potwierdzenie wyżej sformułowanych ustaleń. Wyniki badań modelowych nie wskazują natomiast wyraźnie kierunku poszukiwań racjonalnych podstaw wymiarowania.

Badania teoretyczne przy użyciu niejednorodnego modelu liniowo sprężystego potwierdzają w ogólności wnioski z badań doświadczalnych. Wychodząc przed testy modelowe pokazują ilościowy wpływ skokowej niejednorodności na pola naprężenia i przemieszczenia, wyrażający się zwiększoną ich redukcją przy przejściu przez sztywniejszą poduszkę do bardziej odkształcalnego podłoża.

Co szczególnie dla przedmiotu rozprawy ważne, zwracają uwagę na duże poziome rozciagania w dolnej strefie poduszki, które w oczywisty sposób implikuje uplastycznienie.

To wszystko motywuje poszukiwanie nieobecnych w dotychczasowej praktyce, racjonalnych i zgodnych ze współczesnym stanem mechaniki gruntów, teoretycznych podstaw wymiarowania poduszek wzmacniających i wskazuje na ich ogólny kierunek. Zgodnie z tym postulatem celem przedstawianej rozprawy jest stworzenie poprawnego teoretycznie i rozsądnie prostego modelu obliczeniowego układu "fundament - poduszka wzmacniająca - słabe podłoże", umożliwiającego realistyczne przewidywanie osiadania tego układu pod obciążeniem eksploatacyjnym i próba wdrożenia go do praktyki obliczeniowej.

Prognoza ta wymaga w zasadzie uzupełnienia oceną nośności układu, dokonywaną poprzez analizę graniczną strefowo niejednorodnego ośrodka sztywnoidealnie plastycznego, np. według propozycji przedstawionej w pracach: Florkiewicza (1990), Łęckiego i Florkiewicza (1993) i Łęckiego (1994). Na końcu niniejszej rozprawy dowodzi się, że wytworzone w jej ramach narzędzie przewidywania osiadań może być samodzielną podstawą wymiarowania poduszek, bez uzupełniania o warunek nośności.

Są w dotychczasowych rozważaniach przesłanki, iż owo narzędzie powinno być modelem numerycznym, złożonym z dwóch ciał o różnych właściwościach sprężysto-plastycznych: prostopadłościennej, symetrycznej względem fundamentu, podścielającej go poduszki o wymiarach Lp·Bp·Hp oraz otaczającego słabego podłoża o wymiarach zewnętrznych dostatecznie dużych w stosunku do podstawy fundamentu.

Postulat modelu rozsądnie prostego kieruje poszukiwania w stronę opisu właściwości poduszki i podłoża za pomocą ciał sprężysto-idealnie plastycznych o prawach płynięcia plastycznego stowarzyszonych z warunkiem Coulomba–Mohra. Taki dwustrefowy model oznaczony jest dalej symbolem CM/CM.

Decydując się na taki kierunek badań można sformułować tezę naukową rozprawy o następującym brzmieniu:

"Dwustrefowy model CM/CM układu złożonego z prostopadłościennej poduszki wzmacniającej o wymiarach rzeczywistych i otaczającego słabego podłoża o wymiarach dostatecznie dużych jest narzędziem obliczeniowym, zapewniającym realistyczne przewidywanie osiadań fundamentu w dużych przedziałach obciążenia".

Zakres badań i układ treści rozprawy związane z realizacją celu, a w szczególności z dowodzeniem prawdziwości tezy, są następujące:

Proces badawczy rozpoczyna się od przedstawienia ogólnych przesłanek wskazujących na modele sprężysto-plastyczne jako właściwy kierunek poszukiwań. Po zdefiniowaniu wybranego modelu CM/CM oraz modelu - bazy porównawczej CM/MCC, bardziej adekwatnego przez przyjęcie do opisu właściwości podłoża podstawowej reprezentacji mechaniki stanu krytycznego w postaci prawa konstytutywnego Modified Cam-clay, realizowane jest studium parametryczne CM/CM pod katem wpływu parametrów materiałowych i geometrycznych na charakterystykę "obciążenie-osiadanie" prezentowane na tle analogicznej krzywej dla CM/MCC. Tak w skrócie przedstawia się treść następnego, *drugiego rozdziału* rozprawy.

Ogólnie pozytywny wynik analizy teoretycznej pozwala na przejście do realizowanej na bazie trzech całkowicie odmiennych eksperymentów doświadczalnej weryfikacji proponowanego modelu.

Eksperymenty opisane są szczegółowo, a ich wyniki skonfrontowane i ocenione pod katem precyzji dopasowania z korespondującymi przewidywaniami teoretycznymi za pomocą modelu CM/CM.

Końcowym rezultatem przedstawionych w rozdziale trzecim rozprawy badań jest dowód prawdziwości tezy.

Rozdział czwarty ma odmienną strukturę i cele. Zweryfikowany model wdrożony jest w jego ramach do praktyki projektowej, poprzez opracowanie obszernych nomogramów, pozwalających realistycznie przewidywać osiadania fundamentów dla dowolnego, wybranego zbioru parametrów materiałowych i geometrycznych układu "poduszka - podłoże". Informacja jest zresztą szersza, obejmuje bowiem realistyczny przebieg krzywej "obciążenie-osiadanie" od początku do poziomu obciążenia, znacznie wyższego, niż wynikający z warunku dopuszczalnego osiadania.

Rozprawę kończą wnioski, bibliografia i załącznik z kompletem nomogramów.

### 2. KONCEPCJA I WYBÓR MODELU UKŁADU: "SŁABE PODŁOŻE - PODUSZKA WZMACNIAJACA"

#### 2.1. WSTĘP

Grunt jest materiałem dyspersyjnym i trójfazowym, o zróżnicowanych rodzajach wiązań międzyokruchowych. Obecność w nim wody w różnej postaci (stała, ciekła, gazowa), formie (woda grawitacyjna, błonkowa, kapilarna, krystaliczna), stanie (swobodnym, naporowym), a także ilości, czyni z gruntu materiał o złożonych właściwościach fizykomechanicznych. Poddany obciążeniu, podlega odkształceniom sprężystym i trwałym.

Stąd też jakakolwiek próba opisu tak złożonego materiału musi wiązać się z jego idealizacją. Próby takie podejmowane były już w wieku XIX, a w chwili obecnej liczbę propozycji modelowych określa się na co najmniej kilkadziesiąt. Kolejne modele są coraz bardziej wyrafinowane. Dokładność samego opisu pociąga jednak za sobą zwiększenie liczby parametrów modelu. Ich interpretacja fizyczna, nie mówiąc już o kalibracji, staje się częstokroć niemożliwa, a tym samym ocena wartości samej propozycji jest utrudniona.

Gryczmański (1995) w zaproponowanej klasyfikacji modeli konstytutywnych gruntów wyróżnia ich trzy generacje. Generacja pierwsza obejmuje modele sprężyste oraz modele sztywno-idealnie plastyczne, a więc nieczułe na ścieżki obciążenia w przestrzeni naprężeń lub odkształceń. Generacja II obejmuje modele sprężysto-plastyczne, a ściślej sprężysto-idealnie plastyczne (np. modele Coulomba-Mohra, Druckera-Pragera) oraz sprężysto-plastyczne o wzmocnieniu izotropowym (np. modele stanu krytycznego czy modele typu "cap"). Generacja III to z kolei modele sprężysto-plastyczne o wzmocnieniu kinematycznym i modele powierzchni ograniczającej.

Bardzo obszerne informacje o zakresie i praktycznych zastosowaniach poszczególnych grup modeli do rozwiązywania różnorodnych zagadnień brzegowych mechaniki gruntów zawierają prace Zadrogi (1983), Gensa i Pottsa (1988), Wooda (1990), Duncana (1994) i Gryczmańskiego (2000). Warto zwrócić w tym miejscu uwagę na fakt, iż w tak niewielkim przedziale czasowym istotnie wzrosło znaczenie i zakres praktycznych zastosowań modeli stanu krytycznego i modeli "cap". Pojawiło się ponadto szereg nowych propozycji teoretycznych, łącznie z próbami estymacji parametrów materiałowych w badaniach laboratoryjnych i terenowych, wprost lub z zastosowaniem tzw. analizy wstecznej (np. Kawalec, 2000; Horodecki, 2000; Jastrzębska, 2000; Pieczyrak, 2001; Bzówka, 2002).

### 2.2. KONCEPCJA MODELU UKŁADU: SŁABE PODŁOŻE – PODUSZKA WZMACNIAJĄCA

Z rozdziału 1 pracy wynika, że brak jest w chwili obecnej teoretycznych i doświadczalnych podstaw racjonalnego wymiarowania poduszek wzmacniających. Stąd też uzasadnione zapotrzebowanie na proste, teoretyczne lub empiryczne, zależności wielkości reprezentujących I i II stan graniczny podłoża od wymiarów poduszki i materiałowych parametrów układu. W przypadku fundamentu prostokątnego mogą mieć one postać następująca:

# $q_f = \chi(B, L/B, Hp/B, Bp/B; \{C_i\}),$ s = $\xi(B, L/B, Hp/B, Bp/B; \{C_i\}),$

gdzie: q<sub>f</sub>, s oznaczają odpowiednio: graniczne obciążenie podłoża fundamentem i jego osiadanie; L, B - długość i szerokość fundamentu; Hp, Bp wymiary poduszek wzmacniających, natomiast  $\{C_i\}$  zbiór parametrów konstytutywnych modeli gruntów. By jednak zależności (2.1) czy to w formie wzorów, czy też tablic wartości, a nawet programów komputerowych, były praktycznie przydatne, liczba parametrów materiałowych powinna być możliwie mała, przy, rzecz jasna, zachowaniu rozsądnie dokładnych przewidywań q<sub>f</sub> i s. Nadaje to szczególne znaczenie doborowi modeli konstytutywnych dla gruntów poduszki i słabego podłoża.

Wydaje się, że najwłaściwsza procedura dochodzenia do racjonalnego modelu obliczeniowego układu: fundament - poduszka - słabe podłoże, jest następująca:

- wstępna selekcja zbioru badanych modeli, oparta na ogólnych przesłankach teoretycznych i doświadczalnych,
- studia parametryczne MES reprezentatywnych charakterystyk wybranych modeli, najlepiej zależności "obciążenie-osiadanie" fundamentu w szerokim zakresie obciążenia,
- wybór modelu racjonalnego, którego reprezentatywna charakterystyka wykazuje przy optymalnych oszacowaniach parametrów najlepszą zgodność z danymi doświadczalnymi,
- konfrontacja wynikowego zbioru charakterystyk obliczeniowych z korespondującymi zależnościami uzyskanymi eksperymentalnie.

Zasadnicza trudność w szacowaniu powyższej procedury wynika z braku dostatecznie dużej bazy danych uzyskanych w badaniach modelowych w skali laboratoryjnej i terenowej lub pomiarów osiadań rzeczywistych obiektów budowlanych. Stąd też przy wyborze racjonalnego modelu obliczeniowego łatwiej pozostać przy teoretycznej charakterystyce "obciążenie-osiadanie" dla modelu uznanego arbitralnie za dostatecznie adekwatny do pełnienia tej roli. Ten model - baza powinien być bardziej wyrafinowany od schematów badanych. Gromadzone w bazie eksperymentalnej wyniki badań doświadczalnych mogłyby być sukcesywnie konfrontowane z wnioskami dociekań teoretycznych. Taką też procedurę postępowania przyjęto w pracy. Po wstępnej selekcji badanych modeli oraz studiach parametrycznych ich charakterystyk, wybrano model obliczeniowy układu: słabe podłoże - poduszka wzmacniająca (rozdział 2). Model ten poddano weryfikacji w rozdziale 3 pracy, a jej podstawę stanowiły zależności "obciążenie-osiadanie" uzyskane przez autora w badaniach laboratoryjnych i terenowych. Przesłanką teoretyczną wstępnej selekcji są osobliwości ścieżek naprężenia w analizowanym układzie, zwłaszcza w dolnej części poduszki. Pokazano na przykładzie punków A i B poduszki (rys.2.1a).



Rys. 2.1. Ilustracja do przesłanek teoretycznych wstępnej selekcji modeli układu: słabe podłożepoduszka wzmacniająca

Fig. 2.1. Illustration for theoretical premises of preliminary models selection for "weak subsoil - strengthening cushion" system

Z analizy liniowo sprężystej wynikają rozkłady przyrostów naprężenia od obciążenia budowlą, pokazane na rys.2.1b. Cechą charakterystyczną są znaczne rozciągania poziome w dolnej strefie poduszki. Korespondujące ścieżki naprężenia pokazane są na rys.2.1c. Położenie ich początków (stanów naprężenia in situ) w układzie p, q wynikają z prekonsolidacji materiału poduszki, wskutek celowego zagęszczenia mechanicznego przez udary lub wibrację. Jak widać, ścieżka w punkcie B, reprezentująca strefę dolną, szybko osiąga linię stanu granicznego. Liniami koloru zielonego i czerwonego pokazano ścieżki naprężenia w punktach A i B poduszki piaskowej, na głębokości 1,2 i 1,5 m, o wymiarach Hp=0,6B i Bp=1,2B. Wykonano ją pod ławą o szerokości B=1,0 m, posadowionej na głębokości D=1 m i obciążonej naciskiem q\*=100 kPa (patrz. Gryczmański, 1980).



Rys. 2.2. Zależność "obciążenie – osiadanie" Fig. 2.2. "Loading - settlement" relation



- Rys. 2.3. Podłoże wzmocnione poduszką piaskową. Izobary naprężeń pionowych  $\sigma_{zz}$  od obciążenia  $q^{\ast\ast}$
- Fig. 2.3. Subsoil strengthened by sand cushion. Isobars of normal vertical stresses  $\sigma_{zz}$  from external loading  $q^{\ast\ast}$



Rys. 2.4. Podłoże wzmocnione poduszką piaskową. Izobary naprężeń poziomych σ<sub>xx</sub> od obciążenia q\*\*
 Fig. 2.4. Subsoil strengthened by sand cushion. Isobars of normal horizontal stresses σ<sub>xx</sub> from external loading q\*\*



Rys. 2.5. Podłoże wzmocnione poduszką piaskową. Izobary przemieszczeń poziomych v od obciążenia q\*\* Fig. 2.5. Subsoil strengthened by sand cushion. Isobars of horizontal displacements v from external loading

Z rozważań tych wynikają dwa następujące wnioski:

- 1) zastosowanie modelu liniowo sprężystego dla poduszki i podłoża (LS/LS) jest ograniczone, zwłaszcza dla tej pierwszej,
- model sprężysto-idealnie plastyczny z powierzchnią plastyczności według Coulomba-Mohra dość dobrze opisuje zachowanie się materiału ziarnistego, przynajmniej w dolnej strefie poduszki.

Potwierdzeniem powyższych wniosków niech będą rys.2.2.÷2.5, na których przedstawiono zależność "obciążenie-osiadanie" oraz izobary: naprężenia pionowego, poziomego i przemieszczenia poziomego w podłożu wzmocnionym poduszką piaskową (patrz. przykład z rozdziału 1.3.5), określone dla poziomu obciążenia q\*\*=150 kPa w analizie sprężysto-plastycznej (a) i liniowo sprężystej (b). Rysunki powyższe potwierdzają jednoznacznie wpływ plastyczności na stan naprężenia i przemieszczenia w podłożu obciążonym.

Słabe, bardzo ściśliwe podłoże powinno być natomiast modelowane z uwzględnieniem nieliniowości i wpływu historii przed osiągnięciem stanu granicznego. Najprostszymi modelami, które spełniają te postulaty, są modele teorii stanu krytycznego, np. model Modified Cam-clay (MCC).

Stąd też wynika arbitralny wybór modelu bazy. Jest nim dyskretny model typu CM/MCC (model Coulomba-Mohra dla poduszki i Modified Cam-clay dla podłoża).

Interesujące wydaje się przeanalizowanie na jego tle użyteczności schematów prostych, tj: LS/LS, LS/CM i CM/CM, poprzez porównanie reprezentujących je krzywych "obciążenie-osiadanie" z analogiczną charakterystyką schematu bazowego. Wybór tej właśnie zależności jako podstawy porównań i analiz jest tym uzasadniony, że reprezentuje ona globalną odpowiedź gruntu na zadane obciążenie.

#### 2.3. CHARAKTERYSTYKA WYBRANYCH DO OPISU UKŁADU MODELI OBLICZENIOWYCH

Do dalszych rozważań, obejmujących wybór modelu obliczeniowego dla układu poduszka wzmacniająca - słabe podłoże wytypowane zostały więc trzy modele gruntu, a mianowicie: model liniowo sprężysty (LS), model sprężysto-idealnie plastyczny z powierzchnią plastyczności według Coulomba-Mohra (CM) oraz model sprężysto-plastyczny o wzmocnieniu izotropowym Modified Cam-clay (MCC). Różnią się one precyzją modelowania zachowania się rzeczywistych gruntów pod obciążeniem. Rozważaną klasę modeli ogranicza z jednej strony wciąż powszechnie stosowany, lecz mało adekwatny w odniesieniu do gruntów model liniowo sprężysty, z drugiej strony relatywnie prosty, lecz dobrze modelujący wiele ich właściwości Modified Cam-clay. Przybliżmy nieco każdy z nich.

#### 2.3.1. Model liniowo sprężysty

Przyjęcie tego modelu oznacza, że daną strefę (poduszkę, podłoże) traktuje się jak ciało stałe, ciągłe, izotropowe i jednorodne, a równanie konstytutywne ma postać:

 $\sigma = \mathbf{D} \cdot \mathbf{\epsilon}$ 

gdzie:  $\sigma$ ,  $\varepsilon$  są bieżącymi wektorami naprężenia i odkształcenia, **D** jest macierzą sprężystości, a związek (2.1) ma również postać odwrotną.

(2.1)

(2.2)

Macierz sprężystości D definiuje się jako:



Choć pierwsza postać i charakteryzujące ją parametry: moduł sprężystości E i współczynnik Poissona v są w powszechnym użyciu, warto zauważyć, że druga, z opisującym ją modułem ściśliwości K i modułem ścinania G, jest w przypadku ośrodka gruntowego bardziej odpowiednia. Wynika to stąd, że doświadczalne oszacowanie E i v w definiującym je jednoosiowym stanie naprężenia jest dla większości gruntów (wszystkie piaski, plastyczne i miękkoplastyczne grunty spoiste) technicznie niemożliwa.

#### 2.3.2. Modele sprężysto-plastyczne

Na podstawie wyników obserwacji zachowania się materiałów o strukturze ciągłej pod obciążeniami, w następstwie których podlegały one trwałym odkształceniom, budowane były stopniowo różnorodne modele sprężysto-plastyczne. Niektóre z nich adaptowane były do opisu gruntów bądź specjalnie z myślą o tym opisie tworzone. Jedną z pierwszych była klasa modeli sprężysto-idealnie plastycznych. Dla tej klasy modeli materiał poddany obciążeniu podlegał, po osiągnięciu stanu granicznego, nieograniczonym odkształceniom trwałym, a odciążony i obciążony powtórnie wykazywał wyłącznie odkształcenia sprężyste. Jak jednak zaobserwowano w niektórych materiałach poddanych obciążeniom, odkształcenia

trwałe pojawiały się już na poziomach naprężeń niższych od wartości granicznej. Przedział sprężystości poszerzał się w miarę wzrostu odkształceń trwałych. W odpowiedzi na odciążenia i wtórne obciążenia ośrodek nadal zachowywał się czysto sprężyście. Taką właściwość materiału opisuje model sprężysto-plastyczny o wzmocnieniu izotropowym. W innych jeszcze badaniach stwierdzono, że materiał wykazuje deformacje trwałe również w kolejnych cyklach "odciążenie - obciążenie". Znalazło to odbicie w postaci modeli sprężysto-plastycznych o wzmocnieniu izotropowo-kinematycznym. W przypadku gruntu prekonsolidowanego lub bardzo zagęszczonego, do tak przedstawionego opisu zachowania się materiału pod obciążeniem należy dodać element osłabienia.

Rozważając grunty należy pamiętać (por. Atkinson i Sallfors, 1991) o dominujących w nich odkształceniach plastycznych, a m.in. za Gryczmańskim (1995) o "pamięci" gruntu, kumulującego niejako w sobie historię własnego obciążenia. Już chociażby to, przy "obowiązującej" aktualnie doktrynie sprężysto-plastycznego modelowania gruntu na poziomie "makro" (Gryczmański - 1995), przesądza o słuszności uznania modeli sprężysto-plastycznych za podstawę analizy problemów brzegowych geotechniki.

Wymienione rodzaje modeli (sprężysto-idealnie plastyczne, sprężysto -plastyczne ze wzmocnieniem izotropowym i sprężysto-plastyczne ze wzmocnieniem kinematycznym) różni ujęcie plastyczności. O ile bowiem w pierwszych wiąże się ona z osiągnięciem stanu granicznego, w drugich obejmuje również stany przedgraniczne w warunkach pierwotnego obciążenia, to w trzecich plastyczność obecna jest praktycznie w całej dozwolonej przestrzeni naprężeń.

Pełny opis każdego z modeli sprężysto-plastycznych wymaga podania: przyrostowych równań sprężysto-plastycznych oraz opisu powierzchni charakterystycznych. Potrzebna jest do tego znajomość praw płynięcia, sprężystości i zwykle plastycznego wzmocnienia oraz warunków zgodności i addytywności odkształceń.

W rozważanej koncepcji opisu układu: słabe podłoże-poduszka wzmacniająca przyjęto model sprężysto-idealnie plastyczny Coulomba-Mohra i model sprężysto-plastyczny Modified Cam-clay, reprezentujące pierwsze dwie z opisanych powyżej generacji modeli sprężysto-plastycznych. Przybliżmy więc nieco każdy z nich.

#### 2.3.2.1. Model Coulomba-Mohra

W modelu tym równanie powierzchni plastyczności, tożsame z powierzchnią stanu granicznego ma, w układzie p, q, $\Theta$ , postać następującą:

$$F(q', p', \Theta) = p' \cdot \sin \varphi - \frac{1}{3} \cdot q' \cdot (\sqrt{3} \cdot \cos \Theta + \sin \Theta \cdot \sin \varphi) + c \cdot \cos \varphi = 0$$
(2.3)

natomiast w przekroju izotropowym ( $\Theta = -\pi/2$ )

$$q' = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \cdot p' + \frac{6 \cdot c \cdot \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}$$
(2.4)

W równaniach tych p', q',  $\Theta$  są niezmiennikami stanu naprężenia efektywnego, natomiast  $\varphi$ , c parametrami modelu.

Obrazem powierzchni plastyczności, zajmującej w przestrzeni efektywnych naprężeń głównych  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  stałe położenie jest sześciokątny ostrosłup równoboczny, lecz nierównokątny, którego osią centralną jest oś hydrostatyczna (rys.2.6).





Ogólna postać związku konstytutywnego, czyli zależności pomiędzy przyrostami naprężenia i odkształcenia jest następująca:

 $\delta \sigma' =$ 

$$\mathbf{D}^{ep} \cdot \delta \mathbf{\varepsilon}$$
, (2.5)

w której przez Dep oznaczono macierz sprężysto-plastyczną

$$\mathbf{D}^{ep} = \mathbf{D} - \frac{\left(\mathbf{D} \cdot \frac{\delta \mathbf{f}}{\delta \sigma'}\right) \cdot \left[\frac{\delta \mathbf{f}}{\delta \sigma'}\right]^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{D}}{\left[\frac{\delta \mathbf{f}}{\delta \sigma'}\right] \cdot \mathbf{D} \cdot \frac{\delta \mathbf{f}}{\delta \sigma'}},$$
 (2.6)

natomiast przez **D** macierz sprężystości izotropowej, zdefiniowanej równaniem macierzowym (2.2).

Zależność (2.5) wynika ze zbioru teoretycznych praw i warunków przynależnych modelom sprężysto-plastycznym, a w szczególności: warunków addytywności i zgodności, oraz praw: sprężystości, plastycznego płynięcia.

Prawo płynięcia  $\delta \varepsilon^{p} = \lambda \cdot \frac{\delta f}{\delta \sigma'}$  w przypadku tego modelu przyjęto jako stowarzyszone z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra {F( $\sigma$ )=0}:

Tym samym więc model sprężysto-idealnie plastyczny Coulomba-Mohra zawiera cztery parametry materiałowe, a mianowicie: E - moduł sprężystości, v -współczynnik Poissona,  $\phi$  - kat tarcia wewnętrznego oraz c - spójność.

Wyznacza się je z badań laboratoryjnych, np. w aparacie trójosiowego ściskania, lub też z badań terenowych (np. próbnych obciążeń, przy użyciu sond statycznych i dylatometru (Zadroga, 1982; Tschuschke, 1993; Lechowicz, 1997).

#### 2.3.2.2. Model Modified Cam-clay

lub

Reprezentuje on generację modeli o wzmocnieniu izotropowym. Powszechnie uważa się go za podstawowy model teorii stanu krytycznego.

Podstawą do wprowadzenia tej ostatniej klasy modeli były określone przesłanki doświadczalne oraz pewne założenia teoretyczne. Oto niektóre z nich:

- istnieje stan krytyczny, w którym dochodzi do plastycznego płynięcia bez zmiany naprężenia ścinającego i objętości,
- 2) plastyczność występuje tylko w stanach normalnej konsolidacji,
- zachowanie się gruntu w ramach teorii plastyczności realizowane jest za pomocą jednoparametrowej rodziny powierzchni plastyczności,
- parametrem wzmocnienia, określającym rodzinę powierzchni plastyczności, jest plastyczna zmiana wskaźnika porowatości △e<sup>p</sup>,
- 5) obowiązuje stowarzyszone prawo płynięcia plastycznego,
- sprężyste zachowanie się gruntu (stany prekonsolidacji) ma charakter izotropowy. Opis samego modelu Modified Cam-clay opiera się na następujących postulatach:
  - powierzchnia plastyczności jest elipsoidą obrotową, przedstawioną w przestrzeni naprężeń głównych na rys. 2.7, a jej równanie ma postać:

$$F = q^{2} + M^{2} \cdot p' \cdot (p' - p'_{c}) = 0$$
(2.7)

gdzie przez: p', q,  $p_c$  oznaczono odpowiednio: naprężenie średnie, intensywność naprężenia oraz ciśnienie prekonsolidacji, a przez M nachylenie linii stanu krytycznego (CSL) w układzie p', q,

powierzchnia stanu krytycznego dana jest za pomocą zależności:

 $q' = M \cdot \left[ \exp\left(\frac{\Gamma - 1 - e}{\lambda - \kappa} - \ln 2\right) - 1 \right]^{1/2}$ 

$$e = \Gamma - 1 - (\lambda - \kappa) \cdot \{ [\ln 2 - \ln[1 + (\frac{\eta}{M})^2] \}$$

 parametrem wzmocnienia izotropowego jest całkowita plastyczna zmiana wskaźnika porowatości ∆e<sup>p</sup>, zgodnie ze wzorem:

$$p'_{c} = p'_{c0} \cdot \exp(\frac{\Delta e^{p}}{\lambda - \kappa}),$$
 (2.9)

(2.8)



Rys. 2.7. Powierzchnia płastyczności modelu MCC Fig. 2.7. Yeld surface of MCC model

stowarzyszone prawo płynięcia ma postać:

 $\frac{dq'}{dp'} = -\frac{dq'}{dp'}$ (2.10)

 wartości modułów ścinania (G) i ściśliwości (K) oraz plastyczną zmianę wskaźnika porowatości △e<sup>p</sup> dla przestrzeni wewnątrz powierzchni plastyczności opisują wzory:

$$K = \frac{(1+e) \cdot p'}{\kappa}, \quad G_1 = \text{const.},$$

$$\Delta e^p = e_0 - e - \kappa \cdot \ln \frac{p'}{p'_0} \qquad (2.11)$$

 ogólna postać przyrostowych związków "naprężenie-odkształcenie" ma postać:

$$\delta \sigma = \mathbf{D}^{ep} \cdot \delta \varepsilon$$

gdzie

przy czym:

 $\mathbf{D}^{ep} = \mathbf{D} - \frac{(\mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_{F}) \cdot (\mathbf{n}^{T}_{F} \cdot \mathbf{D})}{\mathbf{n}^{T}_{F} \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{n}_{F} + \mathbf{K}_{F}}$  $\frac{\delta \mathbf{f}}{\delta \mathbf{r}'}$ 

$$\mathbf{n}_{\mathrm{F}} = \frac{\delta \sigma'}{\sqrt{\left(\frac{\delta f}{\delta \sigma'}\right)^{\mathrm{T}} \cdot \left(\frac{\delta f}{\delta \sigma'}\right)}}$$

W modelu Modified Cam-clay występuje pięć parametrów materiałowych, a mianowicie:

$$\kappa, M, \Gamma, G(\nu)$$
 (2.13)

(2.12)

Parametry te wchodzą w postać funkcji materiałowych, definiujących sam model (np. funkcji płynięcia, wzmocnienia objętościowego, stycznego modułu ściśliwości), a ich fizykalną interpretację przedstawia rys.2.8.





I tak: M,  $\lambda$  i  $\kappa$  interpretowane są kolejno jako: nachylenie linii stanu krytycznego (CSL) w układzie niezmienników p', q (rys.2.8a), nachylenie linii normalnej konsolidacji izotropowej (NCL) w skali półlogarytmicznej (rys.2.8c) i linii

izotropowego odprężenia (SL) w tym samym układzie (rys.2.8d). Czwartym parametrem jest sprężysty moduł ścinania G (rys.2.8b).

Z kolei e i  $e_0$  oznaczają wskaźnik porowatości i jego wartość początkową,  $p_{c0}$  - początkową wartość ciśnienia prekonsolidacji,  $\varepsilon_v$  i  $\varepsilon_s$  - odkształcenie objętościowe i postaciowe (intensywność odkształcenia) zdefiniowane wyrażeniami:

$$\varepsilon_{v} = \varepsilon_{1} + \varepsilon_{2} + \varepsilon_{3},$$

$$\varepsilon_{s} = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \sqrt{\left[(\varepsilon_{1} - \varepsilon_{2})^{2} + (\varepsilon_{2} - \varepsilon_{3})^{2} + (\varepsilon_{3} - \varepsilon_{1})^{2}\right]}$$
(2.14)

#### 2.4. ANALIZA NUMERYCZNA PRZYDATNOŚCI WYBRANYCH MODELI OBLICZENIOWYCH

#### 2.4.1. Uwagi wstępne

Podstawą oceny przydatności wybranych modeli obliczeniowych do opisu zachowania się układu: słabe podłoże - poduszka wzmacniająca były analizy numeryczne MES, przeprowadzone na wcześniej dobranych przykładach obliczeniowych. W przykładach tych realne konstrukcje inżynierskie posadowione zostały na bardzo słabych gruntach, wzmocnionych poduszką piaskową Założenie takie, pomimo zastrzeżeń natury praktycznej, stworzyło szansę obszernej analizy problemu, obejmującej studium parametryczne modelu konstytutywnego podłoża słabego (pkt.2.4.2) oraz studium parametryczne modelu obliczeniowego poduszki (pkt.2.4.3).

W obydwu przypadkach (zadanie osiowo symetryczne, układ płaski) porównano krzywe teoretyczne "obciążenie - osiadanie", wyznaczone dla modelu - bazy (CM/MCC) oraz schematów (modeli) pozostałych (LS/LS, LS/CM, CM/CM). W przypadku pierwszym szerszej analizie numerycznej poddano również wpływ parametrów podłoża słabego (gliny) na przebieg wspomnianej zależności, natomiast w przypadku drugim analizą taką objęto model obliczeniowy poduszki wzmacniającej.

#### 2.4.2. Studium parametryczne modelu konstytutywnego słabego podłoża

Monolityczny zbiornik żelbetowy o średnicy d=4,0 m posadowiony został bezpośrednio na pełnej płycie kolistej o średnicy D=6,0 m na głębokości h<sub>f</sub>=1,0 m ppt. Słabe podłoże reprezentowała glina pylasta w stanie miękkoplastycznym (G $\pi$ , I<sub>L</sub>=0,75), natomiast materiałem wzmacniającym je był piasek gruby w stanie zagęszczonym (Pr, I<sub>D</sub>=0,7). Poduszka wzmacniająca miała wymiary: Hp=0,5 D=3,0 m oraz Bp=1,5<sup>.</sup> D=9,0 m. Obciążenie jednostkowe w podstawie zbiornika wynosiło q =250 kPa, co w poziomie podstawy fundamentu dawało nacisk jednostkowy q\*≈110 kPa. Schemat analizowanego układu przedstawiono na rys.2.9.

Żelbetową płytę fundamentową odwzorowano modelem liniowo sprężystym o parametrach:  $E_b=28500$  MPa; v=0,167. W modelu - bazie glinę pylastą, reprezentującą słabe podłoże, odwzorowano modelem sprężysto-plastycznym o wzmocnieniu

λ.

izotropowym Modified Cam-clay (MCC), natomiast piasek gruby, z którego wykonano poduszkę, modelem sprężysto-idealnie plastycznym Coulomba-Mohra (CM). Na potrzeby analizy porównawczej obydwa grunty odwzorowano także innymi modelami (LS, CM). Parametry modeli przyjęto z literatury i zestawiono w tablicy 2.1.

Dyskretny model geometryczny układu pokazano na rys. 2.10. Tworzy go 198 prostokątnych elementów ośmiowęzłowych w układzie 11 pasm i 18 kolumn, a jego wymiary (53 mx18,5 m) odniesione do średnicy fundamentu (B\*/D, H\*/D) wynoszą odpowiednio: 8,83 i 3,1.







Rys. 2.10. Model dyskretny układu Fig. 2.10. Discrete model of the system

			I doned a
Wviściowe parame	etry gruntów dla i	orzvietych model:	i obliczeniowych

Tablica 2.1

Model gruntu	Rodzaj gruntu					
	glina pylasta	piasek gruby				
Liniowo sprężysty	Ε ν	Ε ν				
(L3)	6000 0,43	130000 0,23				
Sprężysto-plastyczny	Ε φ ς ν	Ε φ ς ν				
Coulomba-Mohra	6000 6 5 0,45	130000 34 0 0,25				
(CM)						
Modified Cam-clay	λ κ Μ Γ-1	V				
(MCC)	0,046 0,021 0,217 0,5 0,4	.5				
Uwaga! Wartości E, c podano w [kPa], $\phi$ w [°], pozostałe bezwymiarowe						

Tłem dla prowadzonej analizy była krzywa "obciążenie-osiadanie" dla modelu bazy (CM/MCC). Podobne zależności określono przyjmując modele: LS/LS; LS/CM oraz CM/CM, o parametrach przytoczonych w tablicy 1.1. W dalszej kolejności przeanalizowano wpływ poszczególnych parametrów modeli prostszych (E, v w modelu LS oraz E, v,  $\phi$ , c w modelu CM) na zależność "q-s" (E\*=E/ $\alpha$  -  $\alpha$ =2, 3, 5, 10;  $\phi=3^{\circ}, 4^{\circ}, 5^{\circ}; c=1, 2, 3, 4, 5$  [kPa]; v=0.25; 0.35; 0.45). Zmiany w wartościach parametrów w modelach prostszych dotyczyły jedynie warstwy słabej. Niezmienny pozostawał model fundamentu. W analizie numerycznej wykorzystano pakiet programów MES pod nazwa CRISP'93, (Britto i Gunn, 1987).

Z przeprowadzonych obliczeń wynikaja następujące wnioski i spostrzeżenia:

wpływ plastyczności na stan naprężenia i odkształcenia w podłożu pojawia się praktycznie z chwila przyłożenia obciażenia. Przenosi się on, rzecz jasna, na pole przemieszczenia, co ilustruje rys.2.11, na którym pokazano osiadanie punktu pod środkiem płyty w funkcji obciążenia jednostkowego dla poszczególnych kombinacji modeli - w tym modelu bazy. Wpływ ten progresywnie rośnie ze zwiększaniem nacisku jednostkowego. Zwraca uwagę to, co warto szczególnie podkreślić, że spośród analizowanych schematów modeli prostszych, zależność "obciążenie-osiadanie" dla modelu - bazy najlepiej aproksymuje schemat CM/CM. Jest to widoczne zwłaszcza dla obciażeń większych od 50 kPa;

#### schemat LS/LS:

moduł spreżystości warstwy słabej zdecydowanie silniej wpływa na osiadanie fundamentu, aniżeli opisujący ją także w modelu LS współczynnik Poissona. Odmienny jednak charakter obydwu krzywych powoduje, że o ich względnej zgodności możemy mówić jedynie w przedziale do ok. 50 kPa (rys.2.12);

schemat CM/CM:

wpływ parametrów modelu CM, na przebieg zależności "obciażenieosiadanie" jest bardzo istotny. Dotyczy to w pierwszym względzie modułu E i kata tarcia wewnetrznego  $\phi$ .

Ilustracją mogą być kolejne dwa rysunki, na których przedstawiono wpływ kąta tarcia wewnętrznego (rys.2.13) i modułu sprężystości (rys.2.14) gliny na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" na tle zależności dla schematu bazowego.



Rys. 2.11. Zależności "obciążenie-osiadanie" dla analizowanych schematów Fig. 2.11. "Loading - settlement" relation for analyzed schemes



- Rys. 2.12. Wpływ modułu sprężystości gliny na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" w schemacie LS/LS
- Fig. 2.12. Influence of modulus of elasticity on "loading settlement" relation in the scheme LS/LS



- Rys. 2.13. Wpływ tarcia wewnętrznego gliny na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" w schemacie CM/CM
- Fig. 2.13. Influence of internal friction angle for clay on "loading settlement" relation in the scheme CM/CM



- Rys. 2.14. Wpływ modułu sprężystości gliny na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" w schemacie CM/CM
- Fig. 2.14. Influence of modulus of elasticity for clay on "loading settlement" relation in the scheme CM/CM

Z rys. 2.13 i 2.14 wynika spostrzeżenie o możliwości takiego doboru wartości parametrów modelu CM/CM, przy których zależności "obciążenie-osiadanie" dają wyniki identyczne lub bardzo zbieżne z modelem - bazą.

Wpływ współczynnika Poissona na przebieg wspomnianej zależności, niezależnie od schematu obliczeniowego, jest nieznaczny. Dodajmy przy tym, że analizowany również schemat LS/CM, w którym poduszkę opisano modelem liniowo sprężystym, natomiast podłoże modelem Coulomba-Mohra, dawał wyniki pośrednie.

### 2.4.3. Studium parametryczne modelu obliczeniowego poduszki

Ławę fundamentową o szerokości B=1,0 m posadowiono na głębokości D=1,0 m ppt. wprost na podłożu słabym, wzmocnionym poduszką piaskową o zróżnicowanych wymiarach Hp, Bp (tablica 2.2). Obciążenie jednostkowe na podłoże wynosiło q\* = 50 kPa. Słabe podłoże gruntowe i poduszkę wzmacniającą budowały odpowiednio: miękkoplastyczna glina pylasta (G $\pi$ , I<sub>L</sub>=0,75) i zagęszczony piasek gruby (Pr, I<sub>D</sub>=0,7).

Zwróćmy jedynie uwagę na to, że były to identyczne grunty z gruntami przyjętymi w analizie poprzedniej.

Dyskretny model geometryczny układu pokazano na rys.2.15. Tworzy go również 198 prostokątnych elementów ośmiowęzłowych w układzie 11 pasm i 18 kolumn, a wymiary modelu, odniesione do szerokości fundamentu, wynoszą: H\*/B=7,45; B\*/B=13,25. Nieznacznie różnice obydwu siatek wynikały z konieczności dostosowania ich do zmiennej geometrii układu.



Rys. 2.15. Model dyskretny układu Fig. 2.15. Discrete model of the system

			Tablica 2.2	
Charakterystyka	geometryczna	poduszki	wzmacniającej	

Szerokość ławy	Wymiary poduszki			
fundamentowej	Hp/B	Bp/B		
B=1,0 m	0,5	1,0		
	0,5	1,5		
	0,5	3,0		
	2,0	1,0		
	2,0	1,5		
	2,0	3,0		

Również i w tym przykładzie tłem dla prowadzonej analizy porównawczej była krzywa "obciążenie-osiadanie", wyznaczona numerycznie dla modelu-bazy (CM/MCC). Zależność tę określono także dla modeli prostszych, a mianowicie: LS/LS; LS/CM oraz CM/CM, dla których parametry zawiera cytowana już tablica 1.1. Następnie przeanalizowano wpływ poszczególnych parametrów modeli prostszych (E, v w modelu LS oraz E, v,  $\phi$ , c w modelu CM) na zależność "q-s". Tym razem jednak zmienne były zarówno parametry warstwy słabej (E\*=E/ $\alpha$  -  $\alpha$ =2, 3, 5, 10;  $\phi$ =2°, 4°; c=0, 2, 4, [kPa]; v=0,25; 0,35; 0,45), jak i poduszki wzmacniającej (E\*=E/ $\alpha$  -  $\alpha$ =2, 3, 5, 10;  $\phi$ =30°, 20°; v=0,25; 0,35; 0,45). Stąd też, a także ze względu na zmienność kształtu poduszki wzmacniającej (tablica 2.2), zakres analizowanych przypadków był zdecydowanie większy.

Rezultaty, potwierdzając w pełni wnioski wynikające z przykładu pierwszego, dają podstawy do ich dodatkowego uzupełnienia. I tak:

- obserwowany już z chwilą przyłożenia obciążenia wpływ plastyczności na stan naprężenia i odkształcenia jest większy w przypadku zadania płaskiego. Niezależnie jednak od typu zadania (płaskie, osiowo-symetryczne) zależność "obciążenie-osiadanie" dla modelu-bazy najlepiej odwzorowuje schemat CM/CM, przy czym dokładność tego odwzorowania wzrasta wraz z wielkością poduszki wzmacniającej, co zresztą ilustrują rys.2.16 i 2.17,
- przy potwierdzającym się ponownie jakościowym podobieństwie zależności "obciążenie-osiadanie" w schematach: bazowym (CM/MCC) i aproksymującym (CM/CM) równie istotny jest wpływ parametrów modelu CM (E, \u03c6 oraz c) na przebieg tejże zależności. Należy przy tym zwrócić uwagę na to, że wpływ ten w odniesieniu do podłoża i poduszki zależny jest od wymiarów tej ostatniej, malejąc w odniesieniu do podłoża w miarę wzrostu wymiarów poduszki i odwrotnie. Ilustrują to rys.2.18÷2.22.

W odniesieniu do kąta tarcia wewnętrznego i spójności odpowiednie rysunki obejmują przykłady, w których wymiary poduszki wzmacniającej były skrajne (Hp=0,5B; Bp=B i Hp=2B; Bp=3B).

Wpływ współczynnika Poissona dla obydwu materiałów na wynik rozwiązania końcowego jest i w tym przypadku nieznaczny.



Rys. 2.16. Zależności "obciążenie-osiadanie" dla analizowanych schematów: Hp=0,5B; Bp=B Fig. 2.16. "Loading - settlement" relation for analyzed schemes : Hp=0,5B; Bp=B



Rys. 2.17. Zależności "obciążenie-osiadanie" dla analizowanych schematów: Hp=2B; Bp=3B Fig. 2.17. "Loading - settlement" relation for analyzed schemes: Hp=2B; Bp=3B





- Rys. 2.18. Wpływ kąta tarcia wewnętrznego poduszki na przebieg zależności "obciążenieosiadanie" w modelu CM/CM dla: a) Hp=0,5B; Bp=B; b) Hp=2B; Bp=3B
- Fig. 2.18. Influence of internal friction angle for cushion on "loading settlement" relation in the scheme CM/CM for: a) Hp=0,5B; Bp=B; b) Hp=2B; Bp=3B





Rys. 2.19. Wpływ kąta tarcia wewnętrznego podłoża na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" w modelu CM/CM dla: a) Hp=0,5B; Bp=B; b) Hp=2B; Bp=3B
Fig. 2.19. Influence of internal friction angle for subsoil on "loading - settlement" relation in the scheme CM/CM for: a) Hp=0,5B; Bp=B; b) Hp=2B; Bp=3B



- Rys. 2.20. Wpływ spójności podłoża na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" w modelu CM/CM dla: Hp=0,5B; Bp=B
- Fig. 2.20. Influence of cohesion for subsoil on relation "loading-settlement" in the scheme CM/CM for: Hp=0,5B; Bp=B



- Rys. 2.21. Wpływ spójności podłoża na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" w modelu CM/CM dla: Hp=2B; Bp=3B
- Fig. 2.21. Influence of cohesion for subsoil on relation "loading-settlement" in the scheme CM/CM for: Hp=2B; Bp=3B



- Rys. 2.22. Wpływ modułu sprężystości podłoża na przebieg zależności "obciążenie-osiadanie" w modelu CM/CM dla: Hp=0,5B; Bp=B
- Fig. 2.22. Influence of modulus of elasticity for subsoil on "loading settlement" relation in the scheme CM/CM for: Hp=0,5B; Bp=B

# 2.5. WYBÓR MODELU OBLICZENIOWEGO UKŁADU

Zgodnie z zaproponowaną w pkt.2.2 pracy procedurą dochodzenia do racjonalnego modelu obliczeniowego układu: poduszka - słabe podłoże gruntowe, w kolejnych jej punktach dokonano wstępnej selekcji zbioru badanych modeli (pkt.2.3), a następnie przeprowadzono studia parametryczne MES ich reprezentatywnych charakterystyk. Za taką charakterystykę uznano zależność "obciążenie-osiadanie". Na potrzeby przeprowadzenia odpowiednich obliczeń wybrano dwa przykłady liczbowe, z których pierwszy reprezentował zadanie osiowo-symetryczne, natomiast drugi zadanie płaskie. Punktem odniesienia dla prowadzonych obliczeń była teoretyczna krzywa "obciążenie-osiadanie" dla modelu bazy, którym był dyskretny model typu CM/MCC (model Coulomba-Mohra dla poduszki i Modified Cam-clay dla podłoża). Obliczenia numeryczne obejmowały z jednej strony wyznaczenie zależności "obciążenieosiadanie" dla schematów prostszych i określonych dla nich parametrów materiałowych, a z drugiej przeanalizowanie wpływu tych ostatnich na przebieg wspomnianej zależności.

Z otrzymanych rezultatów, zilustrowanych częściowo rysunkami 2.11 + 2.14 oraz 2.16 + 2.22 i analizy zamieszczonych w pkt.2.4 wniosków szczegółowych wynika, że:

1. Do odwzorowania pracy układu: słabe podłoże gruntowe - poduszka wzmacniająca może być wykorzystany schemat, w którym do opisu zarówno podłoża, jak i poduszki stosuje się model sprężysto-idealnie plastyczny

Coulomba-Mohra (CM/CM). Przy względnie dobrym przybliżeniu rozwiązania bazowego schemat ten charakteryzuje się niewielką liczbą parametrów materiałowych (E,  $\phi$ , c,  $\nu$ ). Dodajmy przy tym, intuicyjnie wyczuwanych, powszechnie akceptowanych i łatwo wyznaczalnych. Bardziej poprawny formalnie schemat CM/MCC wymaga jednak, przynajmniej z punktu widzenia projektanta, dostępu do parametrów modelu Modified Cam-clay. W chwili obecnej nie jest to jeszcze możliwe. Co prawda parametry te można wyznaczać w badaniach laboratoryjnych (np. Bzówka i in., 1998) lub też dobrać z literatury (np. Schofield i Wroth, 1968; Atkinson, 1993), jednakże pierwsze wymagają dużego nakładu pracy, a drugie są nieliczne i przypisane ściśle określonym typom gruntów.

2. Wyniki obliczeń numerycznych układu z wykorzystaniem modeli Coulomba-Mohra wskazują na ich silną zależność od wartości parametrów fizycznych gruntów. Dotyczy to w szczególności modułu sprężystości, kąta tarcia wewnętrznego oraz spójności (E,  $\phi$ , c). Stąd też tak ważne, by parametry te były określane precyzyjnie, z uwzględnieniem historii obciążenia oraz projektowanymi warunkami pracy układu: obiekt-podłoże.

Patrząc szerzej - parametry gruntów można wykorzystać w analizie jako zmienne niezależne (np. Pieczyrak, 2001).

Reasumując zatem, do opisu układu: słabe podłoże-poduszka wzmacniająca przyjęto model obliczeniowy typu CM/CM.

Zasadność takiego wyboru uzasadnia również lansowana współcześnie w geotechnice koncepcja tzw. eksperymentalnej inżynierii gruntowej ESE (Dyer i in., 1986). ESE sprowadza się bowiem do analizowania problemów praktyki geotechnicznej przy użyciu możliwie prostych modeli mechanicznych i optymalnego z punktu widzenia dokładności oszacowania poszukiwanej wielkości, doboru ich parametrów. W naszym przypadku była nią zależność "obciążenie-osiadanie".

Dokonany wybór należy zweryfikować, konfrontując go z wynikami badań doświadczalnych, a jeszcze lepiej z rezultatami monitoringu rozwiązań rzeczywistych. Próbe w tym kierunku stanowi następny rozdział pracy.

### 3. DOŚWIADCZALNA WERYFIKACJA WYBRANEGO MODELU OBLICZENIOWEGO UKŁADU: "SŁABE PODŁOŻE - PODUSZKA WZMACNIAJĄCA"

#### **3.1. WPROWADZENIE**

Przesłankami dla przedstawionej w rozdz. 2 koncepcji CM/CM opisu układu "słabe podłoże - poduszka wzmacniająca" były: z jednej strony krytyczny stosunek do aktualnie stosowanego sposobu wymiarowania poduszek, a z drugiej osiągnięcia współczesnej geomechaniki oraz wyniki eksperymentów i analiz teoretycznych. wykonanych na przestrzeni ostatnich kilkunastu lat. Obszerne studia parametryczne w rozdz. 2 wykazały m.in., że przy odpowiednim do danej geometrii poduszki doborze stałych materiałowych, proponowany model jest zdolny do aproksymacji zależności "obciążenie-osiadanie" układu, ściśle zbieżnej z korespondujacym przybliżeniem za pomocą znacznie bardziej wyrafinowanego i adekwatnego modelu - bazy CM/MCC. W aspekcie realistycznej oceny osiadań wzmocnionego poduszka słabego podłoża, obciążonego naciskiem z fundamentu, zmieniającym się monotonicznie w szerokim zakresie, nie ma zatem konieczności sięgania po bardziej złożony opis konstytutywny, niż sprężysto-idealnie plastyczna kombinacja CM/CM. Ten wynik studiów parametrycznych pozwala wierzyć, że wybrany model jest racjonalną podstawą wymiarowania układu, nie stanowiąc jednak niepodważalnego dowodu adekwatności. Do tego potrzebna jest weryfikacja doświadczalna, dowodząca zgodności teoretycznej charakterystyki "obciażenie-osiadanie" modelu CM/CM, z wynikami różnych eksperymentów.

Rozdział niniejszy przedstawia próbę takiej weryfikacji, opartej na wynikach trzech wyselekcjonowanych spośród przeprowadzonych przez autora w ciągu ostatniej dekady eksperymentów, realizujących próbne obciążenia podłoży z poduszką wzmacniającą. Eksperyment pierwszy składa się z badań modelowych w skali laboratoryjnej, których przedmiotem były układy "słabe podłoże - poduszka", różniące się miąższością tej ostatniej. Drugi eksperyment obejmował terenowe badania modelowe przy dwóch różnych miąższościach poduszki, a ponadto próbne obciążenia podłoża nie wzmocnionego i wzmocnionego poduszką zbrojoną. Trzeci wreszcie dotyczył podłoża nasypu drogowego, usztywnionego warstwą żwiru zbrojoną geosiatkami i zawierał próbne obciążenia podłoża, przed i po wzmocnieniu.

Integralną część każdego z powyższych eksperymentów stanowiło określenie korespondującej, teoretycznej charakterystyki "obciążenie-osiadanie" modelu

CM/CM, jako rozwiązania stosownego zagadnienia brzegowego, opisującego proces próbnego obciążenia. Realizacja tej części wymagała estymacji parametrów CM/CM i przyrostowych analiz MES, z zachowaniem wymiarów i warunków brzegowych występujących w badaniach modelowych. Zakresy i procedury szacowania parametrów w poszczególnych eksperymentach były różne, elastycznie dostosowane do bazy danych. Jednolitość w zakresie analiz MES narzucał pakiet programów komputerowych CRISP'93 (Britto i Gunn, 1987; 1990), będący w posiadaniu i szeroko stosowany w Katedrze Geotechniki (por. Sękowski i Sternik, 1998).

#### **3.2. BADANIA W SKALI LABORATORYJNEJ**

#### 3.2.1. Program, przebieg i wyniki badań modelowych

• Badania modelowe, opisane krótko we wcześniejszych pracach autora (Sękowski, 1990; 1992) wykonane zostały na stanowisku badawczym, którego elementami były: średniowymiarowa skrzynia badawcza (rys.3.1), materiały modelujące podłoże oraz układ obciążający i urządzenia pomiarowe. Zasadniczy element stanowiska badawczego stanowiła skrzynia o wymiarach 100x100x100 cm, o sztywnym szkielecie stalowym i ścianach z płyt pleksiglasowych o grubości 20 mm. Na płycie czołowej skrzyni naniesiono siatkę linii o boku oczka 10 cm, w węzłach której, w materiale modelującym podłoże, umieszczano kolorowe znaczniki punktowe.

• Słabe podłoże gruntowe modelowano popiołem elektrownianym (El. Rybnik), o uziarnieniu odpowiadającym równoziarnistym piaskom drobnym. Podłoże to wzmacniano równoziarnistym mineralnym piaskiem średnim. Krzywe uziarnienia materiałów modelujących podłoże słabe i warstwę wzmacniającą oraz ich podstawowe parametry geotechniczne, wyznaczone w standardowych badaniach laboratoryjnych przedstawiono na rys. 3.2 i w tablicy 3.1.



Rys. 3.1. Średniowymiarowa skrzynia badawcza w widoku ogólnym Fig. 3.1. General view of medium size testing box



Rys. 3.2. Krzywe uziarnienia popiołu (a) i piasku (b) Fig. 3.2. Grain-size distribution curve for ash (a) and sand (b)

Tablica 3.1 Podstawowe parametry geotechniczne materiałów modelujących podłoże gruntowe

Rodzaj materiału	U [1]	w [%]	γ <sub>s</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	γds [kN/m <sup>3</sup> ]	w <sub>opt</sub> [%]	I <sub>S</sub> /I <sub>D</sub> [1]
Piasek średni	2,9	≈0	26.0	17,5	11.0	0.92/0.41
Popiół	3.85	25.0	22.7	8,2	54.0	0.92/0.78

• Sztywny fundament pasmowy modelowano fragmentem drewnianego podkładu kolejowego o przekroju 14x23 cm.

Na układ obciążający składały się: podnośnik śrubowy sterowany ręcznie o zakresie do 50 kN oraz dynamometr pierścieniowy o zakresie pomiarowym do 100 kN i dokładności odczytu 0,8 kPa. Podnośnik oparto dołem na fundamencie, górą natomiast, poprzez dynamometr, o sztywną belkę stalową, utwierdzoną w stropie dużych sił. Urządzenia pomiarowe obejmowały czujniki zegarowe, zamocowane w sposób niezależny od układu obciążającego. Mierzono nimi przemieszczenia naroży fundamentu.

Układ obciążający i pomiarowy stosowany podczas badań pokazano na rys.3.3. Przemieszczenia wybranych punktów modelu mierzono wzrokowo i fotograficznie za pomocą kolorowych wskaźników punktowych, umieszczonych w węzłach siatki 10x10 cm, naniesionej na płycie czołowej skrzyni.





Rys. 3.3. Układ obciążający i pomiarowy Fig. 3.3. Loading and measuring system

• Poszczególne badania wykonywane były z zachowaniem ściśle określonego reżimu technologicznego. Popiół układano warstwami o grubościach 10 cm. Dodajmy, że w tym przypadku dolną część skrzyni do wysokości 30 cm wypełniał zagęszczony żwir. Każda z warstw popiołu po rozścieleniu materiału była zagęszczana ręcznie ciężkim ubijakiem Proctora, opuszczanym z wysokości 10 cm. Podobnie zagęszczano również piasek, tyle że były to warstewki o miąższości 2 cm, a ubijak był typu lekkiego. Obydwa materiały zagęszczano jednokrotnie "miejsce obok miejsca". W miarę budowania modelu przy szybie czołowej skrzyni umieszczano (na przecięciu linii) znaczniki punktowe. Zagłębienie fundamentu było równe połowie jego szerokości (D=B/2). Na ułożonym fundamencie, na jego narożach, założono cztery czujniki zegarowe, przymocowane poprzez uchwyty magnetyczne do niezależnych od skrzyni i układu obciążającego elementów stalowych.

Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 3.4.



Rys. 3.4. Schemat stanowiska badawczego Fig. 3.4. Scheme of testing stand

• Na tak opisanym stanowisku autor wykonał serię badań modelowych, obejmujących podłoże słabe i podłoże wzmocnione warstwą piasku. Poszczególne badania różniła miąższość warstwy (Hp=0,25 B; Hp=0,5 B; Hp=1,0 B; Hp=2,0 B; gdzie B=14 cm). W każdym z badań fundament poddany był docelowo obciążeniu jednostkowemu q\*=200 kPa, narastającemu skokowo co 25 kPa. Kolejny stopień obciążenia przykładano po zaistnieniu umownej stabilizacji osiadań, tj. po spełnieniu warunku:  $\Delta s_i \leq 0,1 \text{ mm}/15 \text{ min.}$ 

Na rys.3.5 przedstawione zostały zależności "obciążenie-osiadanie", uzyskane dla poszczególnych modeli podłoża gruntowego, a w tablicy 3.2 wyniki, które posłużyły do sporządzenia wspomnianych zależności. Wyniki badań zależności "obciążenie-osiadanie" fundamentu dla podłoża nie wzmocnionego i podłoża wzmocnionego warstwą piasku o różnej miąższości Hp

Tablica 3.2

Obciążenie	Osiadanie średnie s. [mm] - dla różnych modeli po					
jednostkowe		wzmocnione warstwa piasku o miaższości Hp				
q*, [kPa]	nie wzmocnione	Hp=0,25 B	Hp=0,5 B	Hp=1,0 B	Hp=2,0 B	
0	0	0	0	0	0	
25	2,8	3,2	2,5	2,0	1,0	
50	8,0	6,5	5,5	4,5	1,85	
75	15,1	10,5	9,0	7,25	3,35	
100	24,6	15,0	12,5	10,0	5,25	
125	34,2	19,5	16,5	13,5	7,7	
150	45,5	24,3	21,0	17,0	9,95	
175	58,2	32,0	27,0	22,0	12,75	
200	72,0	41,2	34,1	27,9	16,05	



- Rys. 3.5. Zależności "obciążenie-osiadanie" dla podłoża jednorodnego oraz wzmocnionego warstwa piasku o miąższości Hp
- Fig. 3.5. "Loading settlement" relation for homogeneous subsoil and for subsoil strengthened by sand layer of the thickness Hp

#### 3.2.2. Teoretyczna interpretacja z zastosowaniem modelu CM/CM

W cytowanej już publikacji autora (Sękowski, 1992) skoncentrowano się zasadniczo na uchwyceniu efektu wzmocnienia słabego podłoża, wyrażanego redukcją osiadań lub też pośrednio wzrostem jego nośności, bez podejmowania próby opisu otrzymanych zależności lub ich szerszej analizy. W przedstawionej

poniżej analizie wyniki zaprezentowanych badań stanowić będą podstawę oceny adekwatności modelu CM/CM.

• Jak już wiadomo, istotą weryfikacji ma być porównanie eksperymentalnych charakterystyk "q\*-s", przedstawionych na rys.3.5, z korespondującymi charakterystykami teoretycznymi modelu CM/CM. Te ostatnie wyznaczono w drodze przyrostowych analiz MES z zastosowaniem związków konstytutywnych CM/CM oraz dyskretnych schematów podłoża, zbudowanych z 285 ośmiowęzłowych elementów prostokątnych, podpartych przesuwnie wzdłuż pionowych ścian i nieprzesuwnie wzdłuż poziomej podstawy.

Wymiary modelu dyskretnego  $(H^* B^*)$  odpowiadały wymiarom skrzyni - co oznacza, że ich stosunek do szerokości samego fundamentu  $(H^*/B \ i \ B^*/B)$  wynosił odpowiednio: 5,0 i 7,14.

Model geometryczny i dyskretny układu przedstawiono na rysunku 3.6.



Rys. 3. 6. Model geometryczny (a) i dyskretny (b) układu Fig. 3.6. Geometrical (a) and discrete (b) model of the system

 Szczególną uwagę należy zwrócić na problem kalibrowania modelu CM/CM. Trudność wiarygodnego doboru parametrów dla tworzącego słabe podłoże modelowe popiołu na podstawie wyników badań próbek w laboratorium skłoniły autora do ich oszacowania poprzez analizę regresji wyników próbnego obciążenia, z wykorzystaniem rozwiązania MES zagadnienia odwrotnego dla modelu CM/CM. Postępowanie takie ma zwykle istotny mankament. "Zagospodarowanie" wyników próbnego obciążenia na potrzeby identyfikacji parametrycznej modelu pozbawia nas łatwo osiągalnej, niezależnej bazy danych do weryfikacji. Pozostaje mniej przekonujące wnioskowanie o adekwatności modelu wyłącznie na podstawie jakości dopasowania, mierzonej odchyleniem od jedności zmodyfikowanego współczynnika determinacji R<sup>2</sup> (Pieczyrak, 1998; 2000).

$$R^{2} = 1 - \frac{\sum (y_{i} - \hat{y}_{i})^{2}}{\sum y_{i}^{2} - \frac{(\sum y_{i})^{2}}{n}}$$
(3.1)

Rozważany aktualnie eksperyment jest wolny od wspomnianego ograniczenia. Z czterech zrealizowanych badań modelowych odpowiadających silnie zróżnicowanym miąższościom poduszki, tylko wyniki pierwszego wykorzystane zostały do estymacji parametrów, uznanych następnie za miarodajne, niezależnie od stosunku Hp/B. Pozostałe testy dostarczają bazy danych do weryfikacji. Według rozeznania autora, pomysł nie był dotąd wykorzystywany w praktyce testowania modeli podłoża.

W analizie numerycznej założono, że fundament jest materiałem liniowo sprężystym o parametrach:  $E_f = 3200 \text{ MPa}$ ,  $v_f = 0.25$ ,  $\gamma_f = 18 \text{ kN/m}^3$ , natomiast popiół i piasek materiałami spełniającymi postulaty modelu Coulomba-Mohra (dla wstępnego oszacowania modułu sprężystości zarówno popiołu, jak i piasku w analizie numerycznej wykorzystywano także model liniowo sprężysty).

Poszukiwanymi parametrami były: moduł sprężystości E, kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ , spójność c oraz współczynnik Poissona popiołu i piasku. Ten ostatni, dla obydwu materiałów, przyjęto na poziomie v=0,25.

Analizę nieliniowej regresji realizowano metodą prób i błędów. Przyjęcie innej, bardziej wyrafinowanej procedury (np. simplex) wymagałoby bowiem rozbudowania pakietu MES CRISP'93.

Procedura postępowania była dwuetapowa. W etapie pierwszym, dotyczącym podłoża jednorodnego, oszacowano parametry popiołu, natomiast w etapie drugim oszacowano parametry piasku na podstawie krzywej "q\*-s" dla jednego z badanych układów z poduszką (wybrano badanie, w którym miąższość warstwy wzmacniającej wynosiła Hp=0,5B). Następnie dla ustalonych w taki sposób parametrów piasku, a wcześniej popiołu, sprawdzono pozostałe układy (Hp=0,25B; Hp=1,0B i Hp=2,0B). Moduły sprężystości w wersji wstępnej, tak dla popiołu, jak i dla piasku, dobrano przyjmując do rozważań "liniową" część empirycznej zależności "obciążenie-osiadanie" i model liniowo sprężysty. Pozostałe parametry materiałowe, tj. kąt tarcia wewnętrznego i kohezję, szacowano, jak już wspomniano, metodą prób i błędów, zagęszczając odpowiednio obszar poszukiwań i korygując wcześniej przyjętą wartość modułu sprężystości.

Otrzymane w ten sposób wartości poszczególnych parametrów materiałowych zawiera tablica 3.3. Natomiast średnie wartości osiadań obliczonych i zmierzonych przy różnych poziomach obciążenia - tablica 3.4. W ostatnim wierszu tablicy przytoczone są wartości zmodyfikowanego współczynnika determinacji  $R^2$ . Z kolei pary krzywych: empiryczna i określona numerycznie, dla kolejnych badań zestawione są na rys. 3.7÷3.11.


Rys. 3.8. Warstwa wzmacniająca o miąższości Hp=0,25B. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.8. Strengthening layer of the thickness Hp=0,25B. "Loading - settlement" relation



Rys. 3.9. Warstwa wzmacniająca o miąższości Hp=0,5B. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.9. Strengthening layer of the thickness Hp=0,5B. "Loading - settlement" relation

70

Tablica 3.3

Parametry modelu Coulomba-Mohra dla popiołu i piasku

Parametry modelu	φ, [°]	c, [kPa]	E, [MPa]	γ, [kN/m <sup>3</sup> ]
Dla popiołu	18	15,2	0,8	7,5
Dla piasku	35	0,1	150	18,0

Tablica 3.4

Zależności "obciążenie-osiadanie" otrzymane z badań doświadczalnych i z analizy numerycznej

Obciążenie	Osiada	Osiadanie średnie s, [mm] – dla różnych modeli podłoża								
jednostkowe	nie	wzmoci	nione warstwa	piasku o mi	ąższości Hp					
q~,	wzmocnione	Hp=0,25 B	Hp= 0,5 B	Hp=1,0 B	Hp=2,0 B					
[kPa]	(rys.3.7)	(rys.3.8)	(rys.3.9)	(rys.3.10)	(rys.3.11)					
0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0					
25	2,8/3,39	3,2/ <b>3,381</b>	2,5/3,095	2,0/2,421	1,0/1,723					
50	8,0/8,76	6,5/7 <b>,399</b>	5,5/6,721	4,5/ <b>5,3</b> 7	1,85/3,315					
75	15,1/14,76	10,5/11,57	9,0/10,553	7,25/8,553	3,35/5,108					
100	24,6/22,81	15,0/15,90	12,5/14,499	10,0/11,91	5,25/7,09					
125	34,2/ <b>32,76</b>	19,5/20,59	16,5/18,739	13,5/15,44	7,7/9,208					
150	45,5/44,47	24,3/ <b>25,83</b>	21,0/23,492	17,0/19,19	9,95/11,40					
175	58,2/57,53	32,0/ <b>31,62</b>	27,0/ <b>28,62</b>	22,0/23,16	12,75/13,70					
200	72,0/ <b>72,09</b>	41,2/37,79	34,1/ <b>34,26</b>	27,9/27,36	16,05/16,13					
$\mathbf{R}^2$	0,999	0,988	0,979	0,977	0,942					



Rys. 3.7. Podłoże jednorodne. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.7. Homogeneous subsoil. "Loading - settlement" relation





Rys. 3.10. Warstwa wzmacniająca o miąższości Hp=B. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.10. Strengthening layer of the thickness Hp=B. "Loading - settlement" relation



Rys. 3.11. Warstwa wzmacniająca o miąższości Hp=2B. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.11. Strengthening layer of the thickness Hp=2B. "Loading - settlement" relation

Zarówno wizualna ocena zgodności porównywanych charakterystyk, jak i wysokie wartości zmodyfikowanego współczynnika determinacji pokazują, że model CM/CM jest zdolny do opisania zachowania się układu "słabe podłoże - poduszka" w warunkach badań laboratoryjnych z dużą dokładnością.

#### 3.3. BADANIA TERENOWE MODELU UKŁADU "STOPA FUNDAMENTOWA - PODUSZKA - SŁABE PODŁOŻE"

#### 3.3.1. Program, przebieg i wyniki badań terenowych

• Celem badań i analiz numerycznych prowadzonych przez autora w latach 1997/1998 była m.in. ocena wpływu wzmocnienia podłoża rodzimego poduszką piaskową oraz poduszką piaskową zbrojoną podwójną warstwą geosiatki, ułożonej w części spagowej poduszki. Tłem dla prowadzonych porównań były wyniki badań dla podłoża nie wzmocnionego (podłoże rodzime). Przytoczone poniżej, dotyczą jedynie podłoża rodzimego oraz podłoża wzmocnionego poduszką piaskową i stanowią rozwinięcie prac opublikowanych przez autora wcześniej (Sękowski, 1998; 1999).

• Badania terenowe wykonane zostały w listopadzie 1997 roku na terenie miejscowości Pszczyna. Podłoże gruntowe w obrębie poligonu o wymiarach 8,0x8,0 m było jednorodne pod względem stratygraficznym i litologicznym. Pod warstwą gleby o miąższości 20 cm zalegały twardoplastyczne (I<sub>L</sub>=0,24) pyły z pogranicza glin pylastych (I<sub>P</sub>=11,2%), przechodzące na głębokości ok.1,8 m w stan plastyczny (I<sub>L</sub>=0,30). Te z kolei podścielały na głębokości ok. 9,0 m zagęszczone (I<sub>D</sub>=0,7) piaski średnie. Woda gruntowa o skłonnościach do okresowych wahań ustabilizowała się na głębokości ok.1,4 m ppt.

Charakterystyczny dla podłoża profil otworu badawczego przedstawia rys.3.12.





 Przygotowano cztery stanowiska badawcze. Pierwsze obejmowało podłoże rodzime, trzy pozostałe natomiast podłoże wzmocnione poduszką piaskową.

Ostatnie różniło się od poprzednich zbrojeniem w postaci geosiatek ułożonych w dolnej strefie poduszki piaskowej. W pierwszym (nr 1) wykop fundamentowy miał wymiary w rzucie  $a_1xb_1 = 0.5 \text{ mx}0.5 \text{ m i głebokość } D_1=0.5 \text{ m (rvs}.3.13a).$ W pozostałych wymiary wykopów w rzucie były podobne, lecz dwukrotnie wieksze od poprzedniego  $(2a_1x2b_1)$ , i inne były też ich głębokości  $(D_2 = 0.75 \text{ m}; D_3 = 1.0 \text{ m};$ D<sub>4</sub>=1,0 m). Poduszkę w wykopach nr 2 i nr 3 wykonano z równoziarnistego piasku średniego odpowiednio o wysokości: Hp=0.25 m (0.5B); Hp=0.5 m (1B), Pjasek układano warstwami grubości 5 cm, każdą z nich w podobny sposób zageszczając (rys.3.13b). Stopień zagęszczenia piasku (I<sub>D</sub>=0,88) określono według propozycji Pisarczyka (1977), z uśrednionej wartości wskaźnika zageszczenia ( $I_s^{sr} = 1,0$ ). Wskaźniki zageszczenia (po dwa w każdym przypadku) wyznaczono metodą dołków i wody z wykorzystaniem objętościomierza (rys.3.13c), a) b)



c)



- Rys. 3.13. Przebieg przygotowań do badań terenowych: a) wykop b) uformowana poduszka piaskowa c) dołki do pomiaru zagęszczenia d) fundament stopowy
- Fig. 3.13. Course of preparing field tests: a) excavation, b) formed sand cushion, c) holes for compacting tests, d) pad foundation

• Fundamenty w postaci stóp o wymiarach BxL=0,5x0,5 m i wysokości ok.1,0 m wykonano z betonowych płytek chodnikowych. "Budowało" ja 12 płytek (każda o grubości 8 cm), układanych na zaprawie cementowej grubości ok. 1 cm. Na przedostatniej płytce zabetonowano równolegle po dwa pręty stalowe Ø12, każdy o





- Rys. 3.14. Schemat stanowisk badawczych podłoże rodzime; b), c) podłoże wzmocnione poduszką piaskową
- Fig. 3.14. Scheme of testing stand, a) native subsoil, b), c) subsoil strengthened by sand cushion

• Obciażenie podłoża realizowano w następujący sposób: najpierw, za pomocą urządzenia dźwigowego, wprost na kolejnych fundamentach ułożono po jednej płycie drogowej, a na niej stopniowo już po dwie płyty drogowe (wyjątkowo na stanowisku nr 1 w miejsce dwóch ostatnich dano tylko jedną płytę). Poszczególne płyty drogowe szczegółowo inwentaryzowano, jako że ich wymiary były nieco zróżnicowane (średnie wymiary płyt wynosiły: 3x1x0,15 m). Warunkiem przyłożenia kolejnego stopnia obciążenia była umowna stabilizacja osiadań

fundamentu dla obciążenia przyłożonego wcześniej, przyjęta na poziomie:  $\Delta s_i \leq 1 \text{ mm/15 min.} W$  ten sposób na stanowisku nr 1 ułożono łącznie 8, a na pozostałych po dziewięć płyt. Ze względu na sposób przykładania obciążenia szczególnie istotna była jego osiowość.



Rys. 3.15. Przebieg badań terenowych (realizacja obciążenia) Fig. 3.15. Course of field tests (loading test)



Rys. 3.16. Poligon po zakończeniu badań Fig. 3.16. Testing field after experiments

• Osiadania fundamentów mierzono za pomocą niwelatora i łaty ustawianej na stalowych prętach. Przed przystąpieniem do zasadniczej części próbnych obciążeń pomierzono osiadanie samych fundamentów od ciężaru własnego, jakim uległy one w przeciągu wspomnianych dwóch tygodni (pomiaru wyjściowego dokonano bezpośrednio po ich wykonaniu).

Na rys. 3.14÷3.16 pokazano odpowiednio: schematy poszczególnych stanowisk badawczych, przebieg samych badań (układanie płyt połączone z prowadzeniem wspomnianych wcześniej obserwacji) oraz stanowiska badawcze po ich zakończeniu.

• Wyniki przeprowadzonych badań dla kolejnych stanowisk badawczych zestawiono w tablicach 3.5÷3.7, a w postaci zależności: "obciążenie-osiadanie" przedstawiono na rys.3.17 (tu przypomnijmy, że zróżnicowanie obciążeń jednostkowych na poszczególnych stanowiskach badawczych wynikało z różnej liczby płyt drogowych stanowiących obciążenie).

W żadnym z badań nie osiągnięto co prawda stanu granicznego, lecz na wszystkich wykresach zaobserwować można wyraźnie zmianę ich krzywizny.



Rys. 3.17. Zależności "obciążenie-osiadanie" z badań doświadczalnych Fig. 3.17. Experimental "loading - settlement" relation



Zestawienie wyników badań zależności "obciążenie-osiadanie" dla podłoża nie wzmocnionego

Obciążenie jednostkowe q*, [kPa]	0	16,5	62,4	153,5	241,5	328,6	374,2
Osiadanie średnie s, [mm]	0	2,0	4,0	7,0	11,5	17,0	20,5

Tablica 3.6

Zestawienie wyników badań zależności "obciążenie-osiadanie" dla podłoża wzmocnionego poduszką piaskową o wysokości Hp=0.5B

Obciążenie jednostkowe q*, [kPa]	0	16,5	59,5	148,4	236,4	323,5	417,5
Osiadanie średnie s, [mm]	0	1,0	2,5	2,75	5,0	8,25	13,0

Tablica 3.7

Zestawienie wyników badań zależności "obciążenie-osiadanie" dla podłoża wzmocnionego poduszką piaskową o wysokości Hp=1,0B

Obciążenie jednostkowe q*,	0	16,5	62,6	152,4	240,0	332,1	420,0
[KFa]							
Osiadanie średnie s, [mm]	0	0,25	0,5	2,0	3,75	5,75	10,25

3.3.2. Interpretacja teoretyczna z zastosowaniem modelu CM/CM

• Podstawowe parametry gruntu rodzimego zawiera tablica 3.8, natomiast piasku: rys. 3.18 i tablica 3.9.

Tablica 3.8

Wybrane parametry geotechniczne gruntu rodzimego

Rodzaj materiału	I <sub>L</sub>	І <sub>Р</sub>	φ	c	E
	[1]	[%]	[°]	[kPa]	[MPa]
Gliny pylaste / pyłem	0,24	11,2	32,3	20,5	3,8

Parametry obydwu gruntów określone zostały w badaniach laboratoryjnych bądź też dobrane z zależności korelacyjnych lub wzorów zamieszczonych w literaturze.



Rys. 3.18. Krzywa uziarnienia piasku Fig. 3.18. Grain-size distribution curve for sand

Tablica 3.9 Podstawowe parametry geotechniczne materiału użytego do budowy poduszki

Rodzaj	Ü,	w,	ρ <sub>ds,</sub>	w <sub>opt,</sub>	I <sub>S,</sub>	ф	c	M <sub>0</sub> ,
gruntu	[1]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[1]	[°]	[kPa]	[MPa]
Piasek średni	2,75	≈ 0	17,44	12,4	1,00	35,0	0	170

Parametry wytrzymałościowe ( $\phi$ , c) dla spoistych gruntów rodzimych określono w badaniach trójosiowych, ścinając próbki NNS pobrane z głębokości średnio 1,0 m, w warunkach bez drenażu po wstępnej ich rekonsolidacji naprężeniem  $\sigma_1 = \sigma_3 = 20$  kPa. Parametr E określono natomiast (przyjmując v=0,3) z prostoliniowego fragmentu zależności "obciążenie-osiadanie" (w zakresie obciążeń jednostkowych 0÷62,4 kPa), z warunku podanego przez Wiłuna, 1982:

$$s_{\rm D} = \alpha \, s = \alpha \, \Delta \sigma \, \omega \, (1 - \nu^2) \, {\rm B/E} \tag{3.2}$$

dla: B=0,5 m;  $\omega$  =0,88;  $\alpha$ = 0,63;  $\Delta \sigma$ = 62,4 kPa; s = 0,004 m; $\nu$  = 0,3.

• Przyjęto, że stopa fundamentowa wykonana została z betonu klasy B15. Odwzorowano ją modelem liniowo sprężystym (LS) o parametrach materiałowych:  $E_b=28500$  MPa; v=0,167. Pył z pogranicza gliny pylastej, reprezentujący słabe podłoże i materiał poduszki wzmacniającej (piasek średni), odwzorowano modelem sprężysto-idealnie plastycznym Coulomba-Mohra (CM).

• Dyskretny, przestrzenny (3D) model geometryczny układu tworzyło 296 dwudziestowęzłowych elementów sześciościennych (441 węzłów). Jego "płaski przekrój" przedstawiono na rys.3.19. Elementy modelu są podparte przegubowo-przesuwnie wzdłuż pionowych ścian i nieprzesuwnie wzdłuż poziomej podstawy. Wymiary modelu dyskretnego były następujące: B\*xL\*xH\* = 2,0 mx2,0 mx1,5 m, a więc w stosunku do szerokości fundamentu wynosiły one odpowiednio: 4 Bx4 Bx3B.



Rys. 3. 19. Model geometryczny układu Fig. 3.19. Geometrical model for the system

Sposób postępowania w tym przypadku był odmienny od przykładu poprzedniego. Tu bowiem przyjęto, że podstawą dla obliczeń numerycznych będą wartości parametrów podłoża i poduszki zestawione w tablicach 3.8 i 3.9.

W etapie pierwszym obliczono wartości osiadań fundamentu stopowego posadowionego wprost na podłożu rodzimym w funkcji obciążenia. Wartości obciążeń korespondowały z realizowanymi w warunkach terenowych.

Otrzymane wyniki, na tle empirycznych, zestawiono w tablicy 3.10, a graficznie przedstawiono je również, w podobnej konwencji, na rys.3.20.

Zależność "obciążenie-osiadanie" dla podłoża nie wzmocnionego z badań terenowych i obliczeń numerycznych

Tablica 3.10

Obciążenie jednostkowe q*,[kPa]	0	16,5	62,4	153,5	241,5	328,6	374,2
Osiadanie średnie s, [mm] $\frac{z \text{ badań}}{\text{numeryczne}} (\mathbf{R}^2=0,931)$	$\frac{0}{0}$	$\frac{2,0}{0,6}$	$\frac{4,0}{2,3}$	$\frac{7,0}{5,8}$	$\frac{11,5}{9,8}$	$\frac{17,0}{14,7}$	$\frac{20,5}{18,1}$



Rys. 3.20. Podłoże rodzime. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.20. Native subsoil. "Loading - settlement" relation

W etapie drugim przeprowadzono obliczenia dla podłoża wzmocnionego poduszką piaskową o miąższości Hp=0,5B i Hp=B, przyjmując dla piasku, odwzorowanego również modelem Coulomba-Mohra, parametry materiałowe z tablicy 3.9.

Otrzymane wyniki, na tle empirycznych, zestawiono w tablicy 3.11 i 3.12, a graficznie przedstawiono je również, w podobnej konwencji, na rys.3.21 i 3.22.

Zależności "obciążenie-osiadanie" dla podłoża wzmocnionego poduszka piaskową o wysokości Hp=0,5B z badań terenowych i obliczeń numerycznych

Obciążenie jednostkowe q*, [kPa]	0	16,5	59,5	148,4	236,4	323,5	417,5
Osiadanie średnie s, [mm] z badań numeryczne (R <sup>2</sup> =0,933)	$\frac{0}{0}$	$\frac{1,0}{0,4}$	<u>1,5</u> 1,4	2,75 3,8	$\frac{5,0}{6,4}$	<u>8,25</u> 9,7	13,0 14,3



- Rys. 3.21. Podłoże rodzime wzmocnione poduszką o wysokości Hp=0,5B i szerokości Bp=2B. Zależności "obciążenie-osiadanie"
- Fig. 3.21. Native subsoil strengthened by cushion of the height Hp=0,5B and the width Bp=2B. "Loading settlement" relation

Tablica 3.12

Zależności "obciążenie-osiadanie" dla podłoża wzmocnionego poduszka piaskową o wysokości Hp=1,0B z badań terenowych i obliczeń numerycznych

Obciążenie jednostkowe q*, [kPa]	0	16,5	62,6	152,4	240,0	332,1	420,0
Osiadanie średnie s, [mm] z badań numeryczne (R <sup>2</sup> =0,942)	$\frac{0}{0}$	<u>0,25</u> 0,2	0,5 1,0	2,0 2,9	<u>3,75</u> 4,9	<u>5,75</u> 7,2	<u>10,25</u> 9,7

W uzupełnieniu do przedstawionych powyżej rezultatów - w tablicy 3.14 przytoczono wartości parametrów materiałowych dla podłoża rodzimego ( $E_p$ ,  $\phi_p$ ,  $c_p$ ), ustalone w myśl procedury przedstawionej w ramach pierwszego eksperymentu, a w tablicy 3.15 i na rys.3.23, wyniki i krzywą zależności "obciążenie-osiadanie" z badań numerycznych dla ustalonych w ten sposób parametrów na tle wyników badań doświadczalnych.



- Rys. 3.22. Podłoże rodzime wzmocnione poduszką o wysokości Hp=B i szerokości Bp=2B. Zależności "obciążenie-osiadanie"
- Fig. 3.22. Native subsoil strengthened by cushion of the height Hp=B and the width Bp=2B. "Loading - settlement" relation

Tablica 3.13

Parametry modelu Coulomba-Mohra dla podłoża rodzimego

Podłoże rodzime	φ <sub>p</sub>	c <sub>p</sub>	E <sub>p</sub>	R <sup>2</sup>
	[°]	[kPa]	[MPa]	[1]
Parametry modelu	24	18	3,8	0,982

Tablica 3.14

Zależności "obciążenie-osiadanie" fundamentu podłoża nie wzmocnionego dla parametrów z tablicy 3.13

Obciążenie jednostkowe q*,[kPa]	0	16,5	62,4	153,5	241,5	328,6	374,2
Osiadanie średnie s, [mm] $\frac{z \text{ badań}}{\text{numeryczne}}$ (R <sup>2</sup> =0,982)	$\frac{0}{0}$	$\frac{2,0}{0,6}$	$\frac{4,0}{2,3}$	7,0 5,9	<u>11,5</u> 10,8	17,0 17,0	$\frac{20,5}{20,6}$



Rys. 3.23. Podłoże rodzime. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.23. Native subsoil. "Loading - settlement" relation

Różnice w wartościach parametrów  $\phi$  i c, określonych z jednej strony w badaniach laboratoryjnych, a z drugiej w analizie numerycznej, można wytłumaczyć niedokładnością tych pierwszych, jak również, co warto podkreślić, niekorzystnym wpływem warunków atmosferycznych. W okresie poprzedzającym same badania (dwa tygodnie) wystąpiły bowiem opady deszczu i śniegu (rys.3.15).

W świetle modelowych badań terenowych zbieżność teoretycznych przewidywań za pomocą modelu CM/CM z wynikami badań doświadczalnych można uważać za co najmniej dobrą. Początkowe odchylenia wynikają z dogęszczenia materiału poduszki i podłoża, którego opis jest poza zasięgiem modelu CM/CM.

## 3.4. BADANIA TERENOWE PODŁOŻA NASYPU DROGOWEGO WZMOCNIONEGO PODUSZKĄ

#### 3.4.1. Program, przebieg i wyniki badań terenowych

• Rozważany eksperyment (z poszerzoną analizą numeryczną w stosunku do materiału źródłowego) wybrano z pracy realizowanej aktualnie przez pracowników Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej (Gryczmański i in., 1998). Praca ta ma na celu praktyczną weryfikację zabezpieczeń nasypów na wpływy górnicze, zaproponowanych dla odcinka Gliwice-Katowice autostrady A4. Zabezpieczenia w obszarach aktualnych i spodziewanych ciągłych deformacji górniczych II  $\div$  IV kategorii obejmują m.in.: zbrojoną poduszkę z materiału grubo okruchowego pod korpusem nasypu drogowego. W zadaniu pierwszym pracy skoncentrowano się na ocenie sztywności i nośności zbrojonych poduszek, wzmacniających podłoże nasypu drogowego. Przeprowadzono w tym celu badania poligonowe samego podłoża oraz podłoża wzmocnionego poduszką zbrojoną geosiatkami kilku firm. Celem zasadniczym było oszacowanie globalnych parametrów mechanicznych poduszki zbrojonej tj.  $E_{pz}$ ,  $v_{pz}$ ,  $\phi_{pz}$ ,  $c_{pz}$  na podstawie próbnych obciążeń, z wykorzystaniem wstecznej analizy MES. Tłem dla analizy porównawczej były parametry dla samego podłoża (E, v,  $\phi$ , c) oraz podłoża wzmocnionego jedynie poduszką z materiału grubo okruchowego ( $E_p$ ,  $v_p$ ,  $\phi_p$ ,  $c_p$ ), wyznaczone również w taki sam sposób.

Poligon badawczy zlokalizowano w Chorzowie, w sąsiedztwie Drogowej Trasy Średnicowej, w płytkim wykopie o szerokości ok. 7,0 m oraz głębokości ok. 1,0 m. (rys.3.24). Podzielono go na 6 pól o wymiarach 6x6 m. Na jednym z nich poduszka grysowa, w przeciwieństwie do pozostałych, nie była zbrojona geosiatkami.



Rys. 3.24. Przykład 3. Teren poligonu doświadczalnego - płytki wykop w podłożu rodzimym Fig. 3.24. Example 3. Testing field – shallow excavation in native subsoil

• Podłoże do głębokości 2,5 m stanowiły nasypy niekontrolowane, zbudowane z żużla, kamienia, glin i glin pylastych. Do formowania poduszki - warstwy o miąższości 35 cm - użyto ostrokrawędzistego, równoziarnistego materiału okruchowego (grysu bazaltowego) o dużej wytrzymałości.

Krzywą uziarnienia materiału użytego do wykonania warstwy wzmacniającej oraz jego podstawowe parametry identyfikacyjne, określone w badaniach standardowych zawiera tablica 3.14 i rys. 3.25. Parametry  $\phi^*$  i c\* określono w aparacie skrzynkowym (12x12 cm), a moduł E\*\* z próbnych obciążeń stosem płyt drogowych.

Tablica 3.15 Wybrane parametry geotechniczne grysu

Rodzaj	d <sub>50,</sub>	U,	C <sub>c</sub> ,	γ <sub>s</sub> ,	φ*,	c*,	E**
gruntu	[mm]	[1]	[1]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[ <sup>0</sup> ]	[kPa]	[MPa]
Grys	13,2	1,17	1,006	26.0	41	0	20



Rys. 3.25. Krzywa uziarnienia materiału warstwy wzmacniającej Fig. 3.25. Grain-size distribution curve for materials of strengthening layer

Konstrukcję wzmocnienia nasypu warstwą grysu oraz warstwą grysu z umieszczonym w niej dwoma geosiatkami przedstawia rys.3.26a i 3.26b.

Grys układano na istniejącym podłożu w trzech warstwach (5, 15 i 15 cm) każdą z nich starannie zagęszczając walcem statycznym o masie 8 ton. W przypadku dodatkowego zbrojenia pomiędzy warstwami układano geosiatkę.



Rys. 3.26. Konstrukcja podłoża z warstwą wzmacniającą: bez zbrojenia (a), z geosiatkami (b)
Fig. 3.26. Structure of subsoil with strengthening layer: without reinforcement (a), with geogrids (b)

• Program badań obejmował m.in. próbne obciążenie płytą VSS podłoża przed i po wzmocnieniu go warstwą materiału grubookruchowego, w tym również z dodatkowo umieszczonymi dwiema geosiatkami (rys.3.27). Obciążenie warstwy lokalizowano na śladzie obciążenia samego podłoża. Podłoże i warstwę obciążano co 0,1 MPa (od 0,05 MPa do poziomu 0,95 MPa), następnie odciążano w trzech etapach do 0,05 MPa, po czym obciążano powtórnie co 0,2 MPa do wartości 0,95 MPa. Osiadania mierzono w trzech punktach, z zachowaniem wymagań normowych określanych tzw. czasem umownej stabilizacji osiadań ( $\Delta s_i \leq 0,05 \text{ mm/2 min}$ ).



Rys. 3.27. Badanie podłoża płytą sztywną VSS Fig. 3.27. Load test with rigid VSS plate

Wyniki przeprowadzonych badań w zakresie obciążeń pierwotnych zestawiono w tablicy 3.16, a w postaci krzywych "obciążenie - osiadanie" przedstawiono na rys. 3.28.

Tablica 3.16

Zestawienie wyników badań podłoża płytą VSS

Obciażenie	Ciśnienie	Podłoże nie wzmocnione	Podłoże	Podłoże wzmocnione
	[MPa]	Willioemone	Warstwo group	warstwą grysu i
	[]	osiadania	waistwą grysu	geosiatkami
		dana dan's	ostadanie	osiadanie
		sreanie	średnie	średnie
		[mm]	[mm]	[mm]
	0,0	0,00	0,00	0,00
	0,05	1,22	1,02	0,75
	0,15	3,87	3,23	2,00
	0,25	6,39	5,64	3,16
Pierwotne	0,35	8,90	7,99	4,19
	0,45	11,30	10,02	5,25
	0,55	13,59	11,97	6.29
	0,65	15,91	14,06	7.25
	0,75	18,09	15,85	8,16
	0,85	20,31	17,44	9,07
	0,95	22,51	19,72	9,87



Rys. 3.28. Zależności empiryczne "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.28. Empirical "loading - settlement" relation

#### 3.4.2. Interpretacja teoretyczna z zastosowaniem modelu CM/CM

Przedmiotem analizy numerycznej stały się zależności przedstawione na rys.3.28. Parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe dla samego podłoża i podłoża wzmocnionego warstwą z materiału grubookruchowego bez i z umieszczonym w niej zbrojeniem szacowane były poprzez porównywanie krzywych empirycznych z krzywymi teoretycznymi, wynikajacymi z przyrostowej analizy MES osiowo-symetrycznego zagadnienia kontaktowego. Poszukiwanymi parametrami podłoża i warstwy wzmacniającej były: moduł sprężystości E i kąt tarcia wewnetrznego o, spójność c, natomiast dla zbrojenia moduł sprężystości E (w obliczeniach tych przyjęto współczynnik Poissona v: dla podłoża równy 0,3; dla grysu 0,25; dla zbrojenia 0,2). Kryterium dopasowania obydwu krzywych był i w tym przypadku warunek minimum odchylenia zmodyfikowanego współczynnika determinacji R<sup>2</sup> od 1. Proces optymalizacji prowadzony był metodą prób i błędów, w którym do wstępnego oszacowania modułu sprężystości podłoża i grysu wykorzystano także model liniowo sprężysty. Tak więc w eksperymencie trzecim sposób postępowania był taki, jak w eksperymencie pierwszym.

• W prowadzonej analizie numerycznej podłoże gruntowe i zbrojenie odwzorowano 276 ośmiowezłowymi elementami prostokątnymi podpartymi przesuwnie wzdłuż pionowych ścian i nieprzesuwnie wzdłuż poziomej podstawy.

Wymiary modelu dyskretnego, przedstawionego na rys. 3.29, (B\*H\*), wynosiły odpowiednio:  $H^* = 1.5 \text{ m}$ ,  $B^* = 1.8 \text{ m}$  - co przy D=0.3 m oznacza, że:  $H^*/D = 5.0 \text{ i}$  $B^*/D = 6.0$ . Założono, że fundament jest materiałem liniowosprężystym o parametrach Ef=9000 MPa i vf=0,3, natomiast podłoże i grys spełniają postulaty modelu Coulomba-Mohra. Zbrojenie odwzorowano modelem liniowo spreżystym.

W pierwszym etapie trójetapowej procedury postępowania dobrano parametry dla podłoża, w drugim, postępując w podobny sposób, oszacowano parametry warstwy wzmacniającej, natomiast w trzecim zbrojenia. W etapie drugim analizowano już podłoże warstwowe, przy dobranych wcześniej parametrach podłoża, a trzecim znając parametry podłoża i warstwy wzmacniającej. W etapach pierwszym i drugim kolejność poszukiwań była następująca:

- > moduł sprężystości podłoża i grysu oszacowano wstępnie, przyjmując dla liniowej cześci zależności "obciażenie-osiadanie" model liniowo sprężysty;
- kat tarcia wewnętrznego i spójność szacowano, przyjmując zarówno dla podłoża, jak i dla pospółki model Coulomba-Mohra i zageszczając odpowiednio obszar poszukiwań - z równoczesną korektą wcześniej przyjętej wartości modułu sprężystości.

W etapie trzecim zmienny był jedynie moduł sprężystości zbrojenia (v dla zbrojenia przyjęto na poziomie 0,2).

W tablicy 3.17 zestawiono wartości parametrów modelu dla podłoża, warstwy wzmacniającej i zbrojenia, które dobrane zostały w opisanych powyżej badaniach

numerycznych. Natomiast w tablicy 3.18 przytoczono, określone numerycznie dla tychże parametrów, zależności "obciążenie-osiadanie" - w formie graficznej uczyniono to na rysunku 3.30, 3.31 i 3.32.



Rys. 3.29. Model geometryczny (a) i dyskretny (b) układu Fig. 3.29. Geometrical (a) and discrete (b) model of the system

Tablica 3.17

Dobrane numerycznie parametry modelu: dla podłoża, warstwy wzmacniającej i zbrojenia

Parametry modelu	ф <sub>р</sub> [°]	c <sub>p</sub> [kPa]	E <sub>p</sub> [MPa]	R <sup>2</sup> [1]
Podłoże	35	30	10	0,999
Grys	45	0,1	19	0,997
Geosiatki		E = 450 MPa		0,990

Odnosząc się jeszcze do eksperymentu trzeciego, należy wskazać na dużą zbieżność w wartościach parametrów wytrzymałościowych warstwy wzmacniającej, określonych z badań i analizy numerycznej, odpowiednio:  $\phi = 45^{\circ}$  w miejsce  $41^{\circ}$  i c = 0,1 kPa w miejsce 0 kPa oraz E = 19 MPa w miejsce E = 20 MPa.

Tablica 3.18
Zależności "obciążenie-osiadanie" z badań doświadczalnych i obliczeń
numerycznych

		Podłoże	Podłoże	Podłoże
Obciążenie	Ciśnie-	niewzmocnione	wzmocnione	wzmocnione
	nie		warstwą grysu	warstwą grysu u
	[MPa]			dwiema geosiatkami
		osiadanie średnie	osiadanie średnie	osiadanie średnie
		[mm]	[mm]	[mm]
	0,0	0,00/0,00	0,00/0,00	0,00/0,00
	0,05	1,22/0,98	1,02/0,850	0,75/0,406
	0,15	3,87/3,349	3,23/ <b>2,598</b>	2,00/1,341
	0,25	6,39/5,798	5,64/4,747	3,16/2,449
Pierwotne	0,35	8,90/8,256	7,99/6,825	4,19/3,534
	0,45	11,30/10,54	10,02/8,752	5,25/ <b>4,597</b>
	0,55	13,59/12,92	11,97/10,77	6,29/5,681
	0,65	15,91/15,39	14,06/12,93	7,25/6,776
	0,75	18,09/17,93	15,85/15,22	8,16/7,896
	0,85	20,31/20,54	17,44/17,71	9,07/9,018
	0,95	22,51/23,20	19,72/20,32	9,87/10,14



Rys. 3.30. Podłoże nie wzmocnione. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.30. Subsoil without strengthening. "Loading - settlement" relation



Rys. 3.31. Podłoże wzmocnione warstwą grysu. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.31. Subsoil strengthened by layer of grit. "Loading - settlement" relation



Rys. 3.32. Podłoże z warstwą zbrojoną. Zależności "obciążenie-osiadanie" Fig. 3.32. Subsoil with strengthened layer. "Loading - settlement" relation

#### 3.5. WNIOSKI

Treścią rozdziału 3 pracy była weryfikacja koncepcji wykorzystania do opisu układu: słabe podłoże - poduszka (warstwa) wzmacniająca modelu sprężystoidealnie plastycznego Coulomba-Mohra. Do weryfikacji tej wybrano trzy eksperymenty różniące się zarówno skalą badań (badania laboratoryjne i terenowe), charakterem pracy układu (zadanie płaskie i przestrzenne), jak i wymiarami warstwy wzmacniającej (ograniczona i nieograniczona w odniesieniu do wymiaru obciążenia) i celu, dla którego były one zrealizowane. Analizę poszerzono także o przypadek warstwy zbrojonej geosiatkami.

O pozytywnej weryfikacji powyższej koncepcji przesądzała zgodność krzywych "obciążenie-osiadanie" z badań empirycznych i obliczeń numerycznych. Te ostatnie określano dla znanych (z badań doświadczalnych, norm) lub też dobranych (zgodnie z określonym kryterium) parametrów materiałowych podłoża, poduszki (warstwy) wzmacniającej i zbrojenia (geosiatki).

Niezależnie jednak od wszystkich wymienionych powyżej różnic, rezultaty można uznać za bardzo obiecujące. Potwierdzeniem niech będzie wartość wspomnianego już współczynnika R<sup>2</sup>, który w żadnym z przypadków nie był mniejszy od 0,931. Oznacza to, że obliczeniowe krzywe, opisujące odpowiedź podłoża wzmocnionego poduszką piaskową lub żwirową, a także warstwą na zadane obciążenie, korespondują z odpowiednimi krzywymi z badań doświadczalnych. Widać to szczególnie w tej sytuacji, gdy zależność empiryczna zyskuje znamiona plastyczności, a więc tam, gdzie stosowanie modeli liniowych budzi najwięcej zastrzeżeń. By jednak weryfikacja ta była bardziej pełna, parametry materiałowe dobrane w wyniku analizy numerycznej powinny także korespondować z wyznaczonymi w badaniach doświadczalnych. Te ostatnie, co potwierdza m.in. eksperyment drugi, można określić prowadząc badania na próbce z zachowaniem rzeczywistych warunków jej pracy w podłożu.

## 4. NUMERYCZNA IMPLEMENTACJA MODELU -NOMOGRAMY DO WYMIAROWANIA PODUSZEK



Rys. 4.1. Ogólny schemat układu: fundament - poduszka wzmacniająca - podłoże Fig. 4.1. General scheme of "foundation - strengthening cushion - subsoil" system

#### 4.1. UWAGI OGÓLNE

W świetle wyników weryfikacji teoretycznej (rozdz.2) i doświadczalnej (rozdz.3) zaproponowany w rozprawie numeryczny model CM/CM, zastosowany w przyrostowej sprężysto-plastycznej analizie MES fundamentu współdziałającego ze słabym podłożem wzmocnionym poduszką, jest zdolny do realistycznego przewidywania osiadań w szerokim przedziale obciążenia. Warunkiem jest odpowiedni dobór parametrów materiałowych i dostęp do jednego z istniejących pakietów programów komputerowych. Model stanowi zatem właściwą podstawe wymiarowania poduszek według kryterium osiadań. Procedura sprowadza się w ogólności do oszacowania na podstawie badań geotechnicznych wspomnianych parametrów modelu CM/CM oraz dobierania wymiarów fundamentu i poduszki przy spełnionym kryterium osiadań (o bezpieczeństwie układu szerzej w pkt.5.1 rozprawy). Koncepcyjnie, procedura nie różni się niczym od zwyczajowego postępowania przy projektowaniu fundamentów. Jest prosta, lecz zważywszy, że każdy kolejny wybór pociąga za sobą zmianę danych wyjściowych i nową analizę przyrostową MES, dość uciążliwa. Na tych ogólnych uwagach dotyczących implementacji modelu można by w zasadzie rozprawę zakończyć. Jednakże podniesiony powyżej aspekt uciążliwości, a także aspiracja, by wzbogacić pracę o wartości utylitarne, zachęciły autora do opracowania systemu nomogramów, zasadniczo upraszczających i przyśpieszających proces wymiarowania. W obecnym stadium ograniczono się do płaskiego stanu odkształcenia.

Nomogramy dotyczą ław fundamentowych (w praktyce fundamentów spełniających warunek: L/B  $\geq$ 5,0) o szerokości B = 0,5; 1,0 i 2,0 m - zagłębionych na poziomie D=1,0 m lub D=2,0 m ppt. i obciążonych równomiernie na dowolnej szerokości naciskiem o intensywności q  $\leq$  500 kPa. Poduszka (warstwa wzmacniająca) wykonana jest z zagęszczonego gruntu niespoistego (piasek średni o I<sub>D</sub> = 0,4 lub żwir o I<sub>D</sub> = 0,6). Ma ona kształt prostokąta o szerokości: Bp = B; 2B; 10B (zamiennie dla 10B - 20B) i miąższości odpowiednio: Hp = 0,5B; 1,0B i 2,0B. Podłoże wzmacniane (słabe) zbudowane jest natomiast z rodzimych gruntów spoistych, charakteryzowanych każdorazowo przez zespół współzależnych parametrów wytrzymałościowo-odkształceniowych:  $\phi_i$ , c<sub>i</sub>, E<sub>i</sub> - przy stałym v=0,3 (sześć rodzajów podłoża rodzimego). W praktyce są to grunty przyporządkowane przez PN-81/B-03020 do grupy B i C odpowiednio o: I<sub>L</sub> = 0,3 i 0,4 (grunt nr 1 i 2), oraz o I<sub>L</sub> = 0,3; 0,4; 0,5 i 0,6 (grunty nr 3, 4, 5 i 6).

Ogólny schemat układu: fundament - poduszka wzmacniająca – podłoże przedstawia rys.4.1.

Nomogramy umożliwiają ustalenie osiadania ławy pod jej środkiem dla dowolnego w praktyce przypadku, zawierającego się w podanym powyżej zakresie. Dla pośrednich stanów fizycznych, tak gruntów spoistych, jak i gruntów niespoistych, można przy wymiarowaniu poduszek wzmacniających, stosować zasadę interpolacji liniowej. W przypadku poduszek, co potwierdziły dodatkowe obliczenia, dotyczy to gruntów niespoistych, obejmujących: piaski średnie, piaski grube, pospółki i żwiry ( $\phi \in 32,3^{\circ} \div 39,25^{\circ}$ ; E=68÷155 MPa). Zamieszczonych w załączniku nomogramów nie można jednak stosować, gdy podłoże słabe budują np. grunty organiczne lub też gdy wartości parametrów materiałowych dla tych gruntów E<sub>a</sub>,  $\phi_{s}$ , c<sub>s</sub> odbiegają od podanych poniżej.

## 4.2. ZAŁOŻENIA I METODYKA OBLICZEŃ SZCZEGÓŁOWYCH PRZY SPORZĄDZANIU NOMOGRAMÓW

- Zalożenia
- 1. W przyjętym do analizy układzie: fundament poduszka (warstwa wzmacniająca) - podłoże, ten pierwszy odwzorowano modelem liniowo sprężystym,

pozostałe natomiast modelem sprężysto-idealnie plastycznym z powierzchnią plastyczności według Coulomba-Mohra. Parametrami w tych modelach były odpowiednio: dla fundamentu:  $E_f = 29\ 000\ MPa$ ,  $v_f = 0,167$  - dla pozostałych:  $E_i$ ,  $\phi_i$ ,  $c_i$ , (ciężar objętościowy  $\gamma$  dla fundamentu i gruntu przyjęto na poziomie 20 kN/m<sup>3</sup>, dla materiału poduszki 18 kN/m<sup>3</sup>, natomiast  $\nu$  - dla gruntów rodzimych na poziomie 0,3, a dla gruntów niespoistych 0,25).

- 2. Fundament jest sztywną ławą wykonaną z betonu lub żelbetu o przekroju prostokątnym i ma szerokość B = 0.5; 1,0 lub 2,0 m. Jego głębokość posadowienia wynosi natomiast: D = 1.0 lub 2,0 m ppt.
- 3. Poduszka lub warstwa wzmacniająca wykonane zostały w kontrolowanym procesie technologicznym z piasku średniego lub żwiru. Stan zagęszczenia obydwu materiałów opisuje stopień zagęszczenia I<sub>D</sub> na poziomie: I<sub>D</sub>=0,4 (dla piasku) i I<sub>D</sub>=0,6 (dla żwiru). Szerokość poduszki wzmacniającej (Bp) jest, podobnie jak jej wysokość (Hp), funkcją szerokości fundamentu B (Bp = B; 2B; 10B zamiennie 20B oraz Hp = 0,5B; B i 2B).
- Podłoże rodzime charakteryzowały każdorazowo parametry: E<sub>i</sub>, φ<sub>i</sub>, c<sub>i</sub>. Przyjęto sześć wariantów typów (oznaczonych numerami) podłoża rodzimego (1÷6), dla których wartości charakterystyczne wspomnianych parametrów geotechnicznych wynoszą jak niżej:

nr 1 -	$E_1 = 22,5$ MPa;	$\phi_1 = 16, 4^\circ;$	c <sub>1</sub> =27,0 kPa
nr 2 -	$E_2 = 18,0$ MPa;	$\phi_2 = 14,5^{\circ};$	c <sub>2</sub> =23,7 kPa
nr 3 -	$E_3 = 16,5$ MPa;	φ <sub>3</sub> =13,2°;	c <sub>3</sub> =13,0 kPa
nr 4 -	$E_4 = 13,5$ MPa;	$\phi_4 = 11,6^{\circ};$	c <sub>4</sub> =11,0 kPa
nr 5 -	$E_5 = 11,5$ MPa;	$\phi_5 = 10,0^{\circ};$	$c_5 = 7,9 \text{ kPa}$
nr 6 -	$E_6 = 8,5 \text{ MPa};$	$\phi_6 = 8, 4^{\circ};$	$c_6 = 6,1 \text{ kPa}$

- 5. Obciążenie o intensywności q = 500 kPa było przyłożone na całej szerokości fundamentu.
- 6. Obliczenia szczegółowe wykonano w MES, przy wykorzystaniu wspomnianego już programu obliczeniowego CRISP'93 na komputerze klasy Celeron 2 700 MHz. Na potrzeby obliczeń numerycznych przyjęto model obliczeniowy o wymiarach: B\*·H\* = 10 mx6 m lub 20 mx12 m (rys.4.2a). Model geometryczny, niezależnie od jego wielkości, odwzorowano 64 ośmiowęzłowymi prostokątnymi elementami skończonymi (rys.4.2b).

Tak więc u podstaw przyjętych założeń tkwiły m.in.: przesłanki praktyczne, możliwości stosowanego aparatu obliczeniowego (programu obliczeniowego i sprzętu komputerowego), wymagania normowe oraz spostrzeżenia nabyte przez autora w trakcie wykonywanych obliczeń.

RETENCISION COLORIS AND ANY INCOME A DESCRIPTION OF A DES



Rys. 4.2. Model geometryczny (a) i numeryczny (b) przyjęty w obliczeniach Fig. 4.2. Chosen geometrical (a) and numerical (b) model

### Metodyka obliczeń szczegółowych

 Obliczenia szczegółowe na potrzeby sporządzenia nomogramów prowadzono w ten sposób, że dla ustalonych wymiarów geometrycznych modelu (B\*, H\*) i fundamentu (B, L) oraz grubości i szerokości poduszki (Hp, Bp), a także przyjętego rodzaju materiału, z którego jest ona zbudowana (np. Pr -  $I_D=0,4$ ), zmiennymi były parametry kolejnych typów podłoża rodzimego. Obliczenia realizowano przykładając pełne obciążenie (500 kPa) w 1000 równych krokach przyrostowych. Całość obliczeń powtarzano po zmianie materiału poduszki (żwir o  $I_D=0,6$ ). W dalszych etapach obliczeń zmiennymi były: szerokość poduszki (Bp) przy stałej jej grubości a następnie także jej grubość (Hp). A w dalszej kolejności poziom posadowienia D i wymiary fundamentu (B, L).

- 2. Równolegle przeprowadzone zostały obliczenia porównawcze. Obejmowały one m.in. podłoże jednorodne zbudowane z poszczególnych gruntów spoistych (nr 1÷6) oraz z innych gruntów niespoistych (Pr, Po) przy różnych wariantach fundamentu (B, D) i modelu geometrycznego (B\*, H\*). Obliczenia takie wykonano również w celu porównania wpływu wielkości modelu geometrycznego i szerokości, na jakiej przyłożone zostało obciążenie do fundamentu, na osiadania tego ostatniego. Wyniki tych obliczeń zostały częściowo przytoczone i skomentowane.
- 3. W prowadzonych obliczeniach skoncentrowano się na osiadaniach fundamentu w funkcji kolejnych przyrostów obciążenia jednostkowego. Pary te (q<sub>i</sub>, s<sub>i</sub>), zestawione zostały w tablicach, a następnie posłużyły do sporządzenia sygnalizowanych wcześniej nomogramów.

## 4.3. UWAGI DO OBLICZEŃ SZCZEGÓŁOWYCH

Przedstawione poniżej uwagi odnoszą się do założeń przyjętych w prowadzonych obliczeniach, i odnoszą się do:

- wymiarów modelu geometrycznego,
- liczby, kształtu i wymiarów elementów skończonych,
- szerokości przyłożonego obciążenia
- dopuszczalnych osiadań fundamentu.
- ✓ Wymiary modelu geometrycznego

Właściwy dobór wymiarów modelu obliczeniowego (H\*/B; B\*/B) decyduje o poprawności rozwiązania, gdyż zaburzenia wynikające z uproszczenia warunków na brzegu modelu wpływają istotnie na wyniki rozwiązań końcowych. Gryczmański (1975) zestawiając propozycje szeregu badaczy w odniesieniu do powyższej kwestii zaproponował jednocześnie sam, by model ten, dla zadania płaskiego, spełniał następujące warunki: B\*/H\*  $\in$ (1,3÷1,8) przy H\*/B i B\*/B: 6 i 9 oraz 4,5 i 8 (odpowiednio przy 1% i 2% błędzie w naprężeniach pionowych). Warto jednak zwrócić uwagę i na to, że dla ośrodków ważkich i nieliniowych (Gryczmański, 1975, a także dla małych odkształceń (Smith i in., 1991; Gryczmański, 2000) rozbieżności te de facto są mniejsze.

Pieczyrak (2001) w swej rozprawie habilitacyjnej przyjmuje dla badanego obszaru wymiary pięciokrotnie większe od wymiaru obciążenia.

Odnosząc się do przyjętych przez autora założeń należy podkreślić, że w przypadku fundamentów o szerokościach B = 0,5; 1,0 i 2,0 m, posadowionych zarówno na poziomie D=1,0 m i D=2,0 m ppt, wymiary modelu obliczeniowego w odniesieniu do szerokości fundamentu spełniały przedstawione wcześniej postułaty (H\*/B i B\*/B odpowiednio:  $\geq$  5,0 oraz  $\geq$  10).

✓ Liczba, kształt i wymiary elementów skończonych

O liczbie elementów skończonych zdecydowały ograniczenia programu obliczeniowego. W przypadku bowiem wykorzystania podobnej procedury przy opracowywaniu nomogramów dla zadania przestrzennego, co jest też zamiarem autora, łączna liczba węzłów nie może być większa od 750. Stąd też dla zadania płaskiego przyjęto 64 prostokątne elementy ośmiowęzłowe (rys.4.2) o łącznej liczbie węzłów 81.

Siatka elementów dostosowana była do wymiarów układu: fundament - podłoże - poduszka, a ich wymiary wzrastają w miarę oddalania się od styku fundamentu z podłożem. W obliczeniach stosowano dwie siatki, o podobnej liczbie elementów i tym samym podziale, lecz o różnych wymiarach modelu (6 mx10 m i 12 mx20 m) i tym samym elementów (dwukrotnie większe).

✓ Szerokość przyłożonego obciążenia

Przypomnijmy, że w opracowanych nomogramach przyjęto obciążenie równomiernie rozłożone (q) na całej szerokości ławy fundamentowej (B). Przy odpowiedniej sztywności samej ławy w kierunku poprzecznym nie ma to większego znaczenia, gdyż rozkłady naprężeń pod nią są praktycznie takie same. Tego, że rozważany fundament wymagania takie spełnia, dowodzą przytoczone poniżej wyniki obliczeń tzw. wskaźnika wiotkości konstrukcji (tp) w kierunku poprzecznym (Gorbunow-Posadow, 1956). W obliczeniach przyjęto następujący układ: fundament o szerokości B=2,0 m posadowiony na głębokości D=1,0 m na jednorodnym podłożu zbudowanym ze żwiru o  $I_D = 0,6$ .

$$t_{p} = \frac{3 \cdot \Pi \cdot (1 - v_{0}^{2}) \cdot E_{0} \cdot B^{3}}{(1 - v_{1}^{2}) \cdot E_{1} \cdot D^{3}}, \qquad (4.1)$$

 $t_n = 0.047 < 1$  (konstrukcja absolutnie sztywna w kierunku poprzecznym)

✓ Ustalenie dopuszczalnych wartości osiadań fundamentu

Przytoczone w dalszej części pracy nomogramy mają postać wykresów w układzie współrzędnych prostokątnych, gdzie oś rzędnych odwzorowuje osiadania fundamentu (s), natomiast oś odciętych obciążenie jednostkowe fundamentu (q). Wartość końcowa osiadania przyjęto za normą PN-81/B-03020 na poziomie

s=150 mm (15 cm), jak dla obiektów wysokich. Obszerną listę propozycji dopuszczalnych osiadań dla różnych obiektów przytacza w swej pracy Wiłun (1982). Niektóre z nich są nawet mniej ostrożne od przyjętych przez autora. Dodajmy, że zalecenia EUROKODU 7 mówią o dopuszczalnych osiadaniach na poziomie 40 mm.

We wszystkich tych jednak propozycjach, co wydaje się oczywiste, dodatkowym ograniczeniem są różnice osiadań lub wygięcie.

#### 4.4. KOMENTARZ DO NOMOGRAMÓW

Nomogramy zamieszczone w załączniku umożliwiają dobór wymiarów poduszek wzmacniających, tj. ich wysokości (Hp) i szerokości (Bp) u podstawy, w zależności od: wymiarów samego fundamentu (D, B) i obciążenia (q), jakie przekazuje on na słabe podłoże gruntowe, rodzaju i stanu tego podłoża (s) oraz rodzaju i stanu zagęszczenia materiału poduszki (p). Przypomnijmy, że za kryterium doboru wymiarów poduszek wzmacniających przyjęto osiadanie fundamentu.

Ogólny schemat postępowania przy korzystaniu z zamieszczonych nomogramów przedstawia rys.4.3.



Rys. 4.3. Ogólny schemat postępowania przy korzystaniu z podanych nomogramów Fig. 4.3. General scheme of principles for using nomograms

Na rys.4.4 przytoczono z kolei jeden, lecz typowy dla pozostałych kilkudziesięciu i reprezentujący je nomogram.

Osie współrzędnych opisują: obciążenie jednostkowe w podstawie fundamentu i jego osiadanie (q-s). Zależność tę przedstawiono w każdym z nomogramów dla sześciu rodzajów podłoża ulepszanego (1-6). Linie ciągłe dotyczą przypadku, gdy materiałem wzmacniającym jest piasek średni o stopniu zagęszczenia  $I_D=0,4$ , przerywane natomiast - gdy jest nim żwir o stopniu zagęszczenia  $I_D=0,6$ .



Rys. 4.4. Zależność "obciążenie-osiadanie": B=1 m; D=1 m; Hp=0,5·B; Ps -  $I_D=0,4$ Fig. 4.4. "Loading - settlement" relation: B=1 m; D=1 m; H<sub>p</sub>=0,5B; P<sub>s</sub> -  $I_D=0,4$ 

Na każdej ze stron przytoczono po trzy nomogramy, obejmujące poduszki o tej samej miąższości, lecz różnych szerokościach (Bp=1B; 2B i 10B - zamiennie 20B). Kolejne trzy strony parzyste bądź też nieparzyste dotyczą poduszek o różnych miąższościach (Hp=0,5B; 1B; 2B).

Dla grupy nomogramów na sześciu kolejnych stronach wspólne są: wymiar fundamentu (B) i głębokość jego posadowienia (D), przy czym strony parzyste dotyczą poduszek piaskowych, natomiast nieparzyste poduszek żwirowych. Takich grup jest również sześć. Różnią się one wymiarami ław fundamentowych (B, D). Ich charakterystykę, łącznie z podaniem stron, na których zostały zamieszczone, przytoczono poniżej:

B=0,5 m, B=1.0 m.	D=1,0 m D=1.0 m	$\rightarrow$	str.116÷121, str.122÷127.
B=2,0 m,	D=1,0 m	$\rightarrow$	str.128÷133,
B=0,5 m,	D=2,0 m	$\rightarrow$	str.134÷139,
B=1,0 m,	D=2,0 m	$\rightarrow$	str.140÷145,
B=2,0 m,	D=2,0 m	$\rightarrow$	str.146÷151.

Wyjaśnijmy jeszcze, że w pracy nie stosowano szczegółowego opisu do każdego z nomogramów, rezygnując też z opisu zależności, którą każdy z nich przedstawia ("obciążenie-osiadanie"). Zamieszczono natomiast u dołu każdej strony, pod grupą trzech nomogramów, wspólną dla nich informację na temat: wymiarów fundamentu (B, D), miąższości poduszki (Hp) i jej charakterystyki (np. Ps-I<sub>D</sub>=0,4).

Każdy z nomogramów ma też w górnym lewym rogu dodatkową informację dotyczącą szerokości poduszki wzmacniającej (Bp).

## 5. ZAKOŃCZENIE

## 5.1. PODSUMOWANIE I OCENA WYNIKÓW ROZPRAWY

Podjęta przez autora tematyka dotyczy ulepszania słabego podłoża gruntowego przez jego częściową wymianę na poduszkę z materiału o korzystniejszych parametrach fizykomechanicznych. Poduszki wzmacniające (w skrajnym przypadku także warstwy) wykonywane są w kontrolowanym procesie technologicznym. Wymagania w odniesieniu do materiału oraz technologii formowania poduszek, a także zasad wykonywanych badań kontrolnych i kryteriów oceny jakości poduszek nie budzą w chwili obecnej większych zastrzeżeń. Budzą je natomiast metody wymiarowania, czyli ustalania wysokości Hp i szerokości Bp. Autor, w rozdziale 1 przedstawianej rozprawy, zarzuca współczesnej praktyce projektowania poduszek:

- brak spójnych kryteriów równoczesnego doboru wysokości i szerokości,
- skrajnie uproszczony i nie mający podstaw teoretycznych sposób ustalania szerokości Bp,
- wyznaczanie wysokości poduszki Hp z warunku granicznego stanu nośności układu "poduszka - podłoże", przy drugorzędnym traktowaniu granicznego stanu przemieszczeń (kryterium osiadań),
- daleko idące uproszczenia w oszacowaniach nośności (metoda równowagi granicznej) i osiadań (metody liniowej teorii sprężystości), w odniesieniu do obu stanów bez teoretycznie poprawnego uwzględnienia wpływu skokowej niejednorodności, a w przypadku osiadań dodatkowo - z pominięciem niezdolności poduszki do przeciwstawienia się dużym rozciąganiom w dolnej jej strefie.

Wyliczone braki i uproszczenia uzasadniają konkluzję, że obecne podstawy wymiarowania poduszek pozostają daleko w tyle za współczesnymi osiągnięciami mechaniki gruntów. Nie dają przy tym pewności rozwiązań bezpiecznych i ekonomicznych, czego najlepszym dowodem są drastyczne rozbieżności propozycji różnych autorów.

Przekonanie o braku solidnych podstaw wymiarowania poduszek zainspirowało autora do badań teoretycznych i doświadczalnych, prowadzonych z przerwami od początku lat dziewięćdziesiątych do chwili obecnej. Rozprawa niniejsza, która jest ich syntezą i znacznym rozwinięciem, przedstawia nowe podejście do problemu doboru wymiarów poduszek. Jego myślą przewodnią było wyznaczanie zarówno wysokości, jak szerokości poduszki z warunku stanu granicznego przemieszczeń układu "fundament - poduszka - słabe podłoże", opartego na realistycznej ocenie wartości osiadania. Należało w tym celu zbudować matematyczny model układu i zastosować właściwą metodę analizy, zapewniające taką ocenę. Pewne elementy zadania, choć angażowały współczesny stan wiedzy w

zakresie mechaniki continuum i metod numerycznych, nie wymagały głębszych badań. Autor nie miał przede wszystkim, w przypadku zagadnień brzegowych 3D lub 2D, dla ciała złożonego ze stref materiałowych o ograniczonych wymiarach, żadnej rozsądnej alternatywy dla metody elementów skończonych. W świetle aktualnych doświadczeń to samo można było powiedzieć o dyskretyzacji przy użyciu elementów izoparametrycznych drugiego rzędu (dwudziestowęzłowego i ośmiowęzłowego, odpowiednio dla zagadnień 3D i 2D). Te ustalenia determinowały geometrię modelu układu i warunki brzegowe.

Pozostawało zbudowanie adekwatnego modelu materiałowego dla układu złożonego z żwirowo-piaskowej poduszki wzmacniającej i słabego podłoża. Miał to być model spełniający możliwie najlepiej dwa, do pewnego stopnia przeciwstawne postulaty:

- realistycznego przewidywania osiadania fundamentu, jako funkcji średniego jednostkowego obciążenia podłoża w dużym przedziale wartości zmiennej niezależnej,
- przydatności w aktualnej praktyce projektowej, a więc przede wszystkim małej liczby parametrów materiałowych, mających sens fizyczny i wyznaczalnych na podstawie standardowych badań polowych lub laboratoryjnych, a także dostępności programów MES, nomogramów, itd.

Poszukiwanie, specyfikacja i weryfikacja oraz wdrożenie do praktyki takiego modelu stanowiły cel naukowy rozprawy i znalazły odzwierciedlenie w jej tezie. Produkt finalny powstawał stopniowo. W rozdziale 2 przedstawił autor dwie teoretyczne przesłanki, które wskazały jako kierunek poszukiwań modele sprężystoplastyczne. Pierwszej dostarczyły dociekania nad ścieżkami naprężenia w obszarze poduszki, które wykazywały lokalne płyniecie plastyczne w dolnej jej strefie już przy bardzo małym nacisku z fundamentu. Drugiej dostarczyło porównanie wyników zaawansowanej analizy sprężysto-plastycznej i klasycznej analizy liniowo sprężystej układu, które ukazały duże rozbieżności w rozkładach pola naprężenia w obszarze słabego podłoża. Dalszym krokiem było ustanowienie modelu - bazy o symbolu CM/MCC (model Coulomba-Mohra dla poduszki i Modified Cam-clay dla podłoża). Koncepcja miała wszelkie cechy racjonalności, przynajmniej w odniesieniu do monotonicznych procesów obciążenia, lecz też dużą wadę użytkową. Parametry modelu MCC nie sa nawet w małym procencie tak dobrze rozpoznane dla gruntów i wyczuwalne przez projektantów, jak stałe modelu CM. Ten aspekt użytkowy skłonił autora do zbadania przydatności do przewidywania osiadań modelu materiałowego CM/CM, będącego najprostszą kombinacją opisów sprężysto-plastycznych poduszki i podłoża - modeli o prawie płynięcia stowarzyszonych z warunkiem Coulomba-Mohra. Pomysł okazał się trafny. Prezentowane w rozdz.2 studia parametryczne CM/CM dokonane na tle CM/MCC wykazały, że istnieją takie wektory parametrów materiałowych, przy których charakterystyki "obciażenie - osiadanie" obu modeli niemal się pokrywają.

Zachęciło to autora do szerszej i bardziej systematycznej weryfikacji doświadczalnej modelu CM/CM w aspekcie zgodności teoretycznych i eksperymentalnych charakterystyk "obciążenie-osiadanie" (rozdz.3). Zgodność przewidywań modelu z wynikami trzech zasadniczo różniących się od siebie eksperymentów była co najmniej dobra (statystyczny zmodyfikowany współczynnik determinacji R<sup>2</sup> wahał się w granicach od 0,931 do 0,999). Tym samym dowiedziona została prawdziwość tezy rozprawy.

Nadało to sens różnym formom wdrożenia modelu, a w szerszym ujęciu procedury wymiarowania poduszek, do praktyki projektowej. Autor wybrał i opracował system nomogramów, szczególnie dogodnych do projektowania wariantowego, którego celem są racjonalne wymiary fundamentu i poduszki.

Nomogramy, w postaci oferowanej w rozprawie, mogą znaleźć jeszcze inne zastosowanie, być może ważniejsze, bo dotyczące kryteriów wymiarowania. Tu trzeba zauważyć, że istota nowego podejścia - kryterium przemieszczeń, w świetle współczesnych zaleceń ISO, nie może być samodzielną podstawą doboru wymiarów poduszki. Musi być ono uzupełnione warunkiem nośności. Poprawna specyfikacja tego ostatniego wymaga znajomości górnej i dolnej oceny obciążenia granicznego sztywno-idealnie plastycznego modelu układu "fundament – poduszka - podłoże" (Florkiewicz, 1990; Łęcki i Florkiewicz, 1993) Użytkownik nomogramów, zamieszczonych w Załączniku do rozprawy, dysponując wiarygodną krzywą "obciążenie - osiadanie" do wartości nacisku większej o kilkadziesiąt procent od tego, któremu odpowiada osiadanie dopuszczalne, może uniknąć analizy odrębnego problemu brzegowego. Wystarczy stwierdzić, że przy przekroczeniu miarodajnego nacisku o, powiedzmy, 50%, nie występuje załamanie charakterystyki lub silna progresja osiadań, świadczące o bliskości stanu plastycznego zniszczenia.

Według rozeznania autora, do oryginalnego dorobku naukowego rozprawy zaliczyć należy:

- propozycję modelu obliczeniowego CM/CM dla układu: "słabe podłoże poduszka wzmacniająca",
- 2) procedurę tworzenia wspomnianego powyżej modelu obliczeniowego,
- 3) weryfikację doświadczalną modelu obliczeniowego,
- 4) opracowanie nomogramów do wymiarowania poduszek wzmacniających.

## 5.2. OGÓLNE WNIOSKI DOTYCZĄCE PODUSZEK WZMACNIAJĄCYCH

- Poduszki wzmacniające są skutecznym sposobem ulepszenia słabego podłoża gruntowego. Prostota wykonania, przy znacznym zakresie ulepszanych i ulepszających je gruntów oraz możliwość bieżącej kontroli jakości formowanego nasypu, stanowią o atrakcyjności samej metody. Jeśli dodać do tego niewysokie koszty i coraz częstsze zbrojenie poduszek lub warstw wzmacniających, to mamy do czynienia z bardzo ciekawą, uwspółcześnioną propozycją ulepszania słabego podłoża gruntowego.
- 2. Istotnym ograniczeniem dla szerszego stosowania powyższej formy ulepszania słabego podłoża gruntowego w chwili obecnej jest brak teoretycznych i doświadczalnych podstaw wymiarowania poduszek wzmacniających. W związku z tym zaproponowany został w pracy racjonalny model obliczeniowy układu: słabe podłoże-poduszka wzmacniająca opisany jako CM/CM, w którym do opisu obydwu gruntów wykorzystano modele sprężysto-idealnie plastyczne z powierzchnią plastyczności Coulomba-Moha. Zasadność takiego wyboru potwierdziły obliczenia weryfikujące.

- 3. Wrażliwość krzywej "obciążenie-osiadanie" na parametry materiałowe obydwu gruntów (ulepszanego i ulepszającego) wymaga rzetelności od osób wyznaczających je z badań oraz przyjmujących te parametry do obliczeń. O doborze parametrów decydować powinny warunki pracy układu: obiekt-podłoże, a przy ich wyznaczaniu dodatkowo historia obciążenia oraz precyzja w pobieraniu i przygotowaniu próbek do badań, a także realizacja samych badań.
- 4. Szerszemu zastosowaniu zaproponowanego modelu obliczeniowego sprzyjają dostępne programy komputerowe, a ułatwiają nomogramy dołączone do pracy. Zbudowano je dla szerokiego zakresu zmiennych, odnoszących się zarówno do podłoża, jak i samej poduszki oraz obciążenia i fundamentu, którym jest ława fundamentowa.
- 5. W świetle dotychczasowych doświadczeń autora, w pełni realna wydaje się koncepcja wykorzystania zaproponowanego modelu obliczeniowego dla zadania 3D oraz wymiarowania poduszek i warstw zbrojonych.
- 6. W problemach obliczeniowych geotechniki coraz częściej wykorzystuje się wyrafinowane modele obliczeniowe gruntów. O ile sprzyjają temu możliwości warsztatowe (komputery wysokiej generacji, różnorodne programy obliczeniowe), to bardzo poważnym ograniczeniem dla ich szerszego wprowadzenia, zwłaszcza do praktyki projektowej, są trudności związane z kalibracją parametrów modeli. Podjęte i realizowane aktualnie prace wydają się wychodzić naprzeciw tym trudnościom.

- LITERATURA
- 1. Aliberti G. (1956): Géophysique et Mécanique Des Sols. Dans leurs applications pratiques. Dunod, Paris.
- 2. Arquié G. (1980): Zagęszczanie. Drogi i pasy startowe. Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- Atkinson J. H. (1993): An Introduction to The Mechanics of Soils and foundation. Through Critical State Soil Mechanics. McGwaw-Hill Book Company.
- Atkinson J. H., Sallfors G. (1991): Experimental determination of stress-straintime characteristics in laboratory and in situ tests general report. Proc.10<sup>th</sup> ECSMFE, Firence, v.3, 915-956.
- 5. Biernatowski K. (1984): Fundamentowanie. PWN, Warszawa.
- 6. Biernatowski K., Dembicki E., Dzierżawski K., Wolski W. (1987): Fundamentowanie. t.1, Arkady, Warszawa.
- Bolt A. (2000): Geosyntetyki w mechanice gruntów. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Szczecin - Międzyzdroje, cz. II, 29-42.
- 8. Brinch Hansen J. (1961): A general formula for bearing capacity. The Danish Geotecknical Insitute, Bulletin No 11, Copenhagen.
- 9. Britto A. M., Gunn M. J. (1987): Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Ellis Horwood, Chichester.
- 10. Britto A. M., Gunn M. J. (1990): CRISP'90. User's and programmer's guide, 1/6/90, Cambridge University, Eng. Dept.
- 11. Bryl St. i in. (1957): Tablice inżynierskie. t.2. Konstrukcje mostowe, fundamenty. PWN, Poznań, 950.
- 12. Brząkała W., Rybak Cz. (1990): Propozycja wymiarowania poduszek źwirowo-piaskowych pod fundamentami. IX. Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Kraków, t.2, 81-88.
- Brząkała W., Nguyen Hung Son. (2000): O poduszkach, poszewkach i materacach. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Szczecin - Międzyzdroje, cz. 1a, 65-77.
- Burczyński T. (1998): Współczesne tendencje w rozwoju metod komputerowych w naukach stosowanych Wykład inauguracyjny w roku akad. 1998/99 w Politechnice Śląskiej w Gliwicach. Gliwice, (materiały publikowane).
- 15. Bzówka J. (2002): Obliczeniowy model pala wykonanego techniką wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej (jet grouting). Rozprawa doktorska. Politechnika Śląska. Gliwice.

- Bzówka J., Gryczmański M., Sękowski J. (1998): Kalibrowanie modelu MCC na podstawie badań trójosiowych. XLIV Konferencja Naukowa Krynica'98, Poznań-Krynica, t.7, 113-120.
- Bzówka J., Gryczmański M., Jastrzębska M., Sternik K. (1994): Wpływ plastycznych deformacji gruntu na osiadania i siły wewnętrzne w fundamencie pasmowym. XLI Konferencja Krynicka, Krynica, t. 7, 5-12.
- Cichy W., Odrobiński W. (1974): Badania nośności fundamentów posadowionych na podłożu słabym z częściową wymianą na podsypkę żwirowo-piaskową. Archiwum Hydrotechniki. t.XXI, 3, 507-533.
- 19. Czyżewski K., Wolski W., Wójcicki S., Żbikowski A. (1973): Zapory ziemne. Arkady, Warszawa.
- 20. Dembicki E. (1979): Parcie, odpór i nośność gruntów. Arkady, Warszawa.
- 21. Dembicki E. (1985): Wstęp do teorii analizy granicznej. Materiały na konferencję szkoleniową: "Badania i dobór parametrów geotechnicznych". Jabłonna.
- 22. Dembicki E., Tejchman A. (1974): Wybrane zagadnienia fundamentowania budowli hydrotechnicznych. PWN, Warszawa-Poznań.
- 23. Derski W., Izbicki R., Kisiel I., Mróz Z. (1982): Mechanika skał i gruntów. PWN, Warszawa.
- 24. Desai C. S., Siriwardane H.J. (1984): Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials. Prentice Halls, Englewood Cliffs.
- 25. Dmitruk S., Izbicki R., Suchnicka H. (1982): Mechanika ośrodków rozdrobnionych. Skrypt Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.
- 26. Doroszkiewicz R. S., Rymaszewski M. P. (1978): Badania elastooptyczne płaskiego układu dwuwarstwowego na podłożu sztywnym. Archiwum Inżynierii Ladowej, XXIV, 3, 389-398.
- 27. Duncan J. M. (1994): The role of advanced constitutive relations in practical applications. 13<sup>th</sup> ICSMFE, New Delhi, v.5, 31-48.
- 28. Duncan J. M. Chang C. Y. (1970): Nonlinear analysis of stress and strain in soils. J. Soil Mech. Found. ASCE, 96, SM5, 1629-1653.
- 29. Dyer M., Jamiołkowski M., Lancellotta R. (1986): Experimental soil engineering and models for geomechanics. 2<sup>nd</sup> Int. Symp. Num. Mod. Geomech. "NUMOG 2", Ghent, 873-906.
- 30. Eggestad A. (1983): Improvement of cohesive soils. State-of-the-art-report. Proc. 8-th ECSMFE, Helsinki, v.3, 1-17.
- 31. Eurokod 7.
- Florkiewicz A. (1990): Nośność graniczna podłoża o cechach skokowo zmiennych. Rozprawa habilitacyjna. Politechnika Poznańska. Rozprawy, 224, Poznań.
- Gens A., Potts D. M. (1988): Critical state models in computational mechanics. Eng. Comp., 5, 178-197.
- 34. Glinicki S. P. (1984): Fundamentowanie. Skrypt Politechniki Białostockiej, Białystok.
- Gorbunow Posadow M. I. (1956): Obliczanie konstrukcji na sprężystym podłożu. Wydawnictwo Budownictwo i Architektura, Warszawa.
- 36. Grabowska-Olszewska B., Siergiejew J i inni. (1977): Gruntoznawstwo, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.

- 108
- 37. Grabowski Z. Pisarczyk St., Obrycki M. (1984): Fundamentowanie. Skrypt Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- 38. Gryczmański M. (1975): Metoda elementów skończonych w analizie podłoża budowli. Zeszyty Naukowe WSI w Opolu, 21, Opole.
- 39. Gryczmański M. (1980): Stresses and displacements in subsoils strengthened by loadbearing fills. 6<sup>th</sup> Danube-European CSMFE, Varna, s.2, 101-110.
- 40. Gryczmański M. (1984): W sprawie wymiarowania na II stan graniczny. VII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Poznań, 11-16.
- 41. Gryczmański M. (1994): Współczesne kierunki rozwoju geotechniki w Polsce. Inżynieria i Budownictwo, 8, 339-347.
- 42. Gryczmański M. (1995): Próba klasyfikacji modeli konstytutywnych gruntów. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, 81, 433-446, Gliwice.
- 43. Gryczmański M. (2000): 75 lat mechaniki gruntów. Sesja Naukowa z okazji 70-lecia Prof. Z. Grabowskiego. Warszawa, 87-119.
- 44. Gryczmański M., Fedynyszyn G. (1976): Wpływ szerokości warstwy wzmacniającej na przemieszczenia i naprężenia w podłożu sprężystym. Archiwum Hydrotechniki, t.XXIII, 4, 573-586.
- Gryczmański M., Skibniewska A. (1978): Osiadania fundamentów na podłożu wzmocnionym przez wymianę gruntów. V Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Katowice, 21-27.
- 46. Gryczmański M., Sękowski J. (1996): A loadbearing cushion-soft subsoil model for foundation practice. Referat wygłoszony w ramach XI Kolokwium Francusko-Polskiego nt. "Najnowsze wyniki badań z mechaniki gruntów i skał" (XI Colloque Franco-Polonais En Mecanique Des Sols Et Des Roches Appliquee "Resultats recents en mecanique des sols et des roches"), Gdańsk.
- 47. Gryczmański M., Sękowski J. (1997): Model układu poduszka piaskowa-słabe podłoże dla praktyki fundamentowania. XLIII Konferencja Naukowa Krynica'97, Poznań-Krynica, t.8, 61-68.
- 48. Gryczmański M., Kłosek K., Sękowski J. (1987): Efektywne metody wzmacniania podtorza na terenach górniczych. Drogi Kolejowe, 12, 262-268.
- 49. Gryczmański M., Sękowski J. i inni (1998): Weryfikacja doświadczalna wzmocnień na wpływy górnicze nasypów i konstrukcji nawierzchni autostrady płatnej A4 dla odcinka Gliwice-Katowice. NB-211/RB-7/98, cz.II. Weryfikacja wzmocnienia konstrukcji nasypów i podłoża. (Biblioteka Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej w Gliwicach).
- Gryczmański M., Strycharz B., Chlipalski K. i inni. (1998-2001): Weryfikacja doświadczalna wzmocnień na wpływy górnicze nasypów i konstrukcji nawierzchni autostrady płatnej A4 dla odcinka Gliwice-Katowice. NB-21/RB-7/98, (Biblioteka Katedry Komunikacji Lądowej Politechniki Śląskiej w Gliwicach).
- 51. Grzybowska W., Smukalski K. (1983): Nawierzchnie drogowe ulepszone. Skrypt Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- 52. Gusman P. (1986): Die Methode der kinematischen Elemente. Ins. für Grundbau und Bodenmechanik, Stuttgart.
- 53. Hartikainen J. (1984): Fundamentowanie na gruntach polepszonych. Inżynieria Morska, 6, 264-268.

- 54. Hauryłkiewicz J. (1995): Studentów i nie tylko mity geotechniczne. Konferencja nt. 50 lat Geotechniki w ITB, Warszawa, 106-114.
- 55. Horodecki G. (2000): Parametry gruntów słabych analiza wsteczna. Geotechnika w budownictwie i inżynierii środowiska. Materiały Jubileuszowej Sesji Naukowej poświęconej 70-leciu urodzin Prof. E. Dembickiego. Katedra Geotechniki. Gdańsk, 223-228.
- 56. Huckel S. (1967): Zarys fundamentowania dla geologów. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
- 57. Избаш Ю., В. (1961): Основания и фундаменты. Харков.
- 58. Izbicki R., Mróz Z. (1982): Metody nośności granicznej w mechanice gruntów i skał. PWN, Warszawa.
- 59. Jeske T., Przedecki T., Rossiński B. (1966): Mechanika gruntów. PWN, Warszawa- Wrocław.
- 60. 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, t.1.
- 61. Kawalec B. (1996): Ocena przydatności odpadów kopalnianych do budowy nasypów dróg i autostrad. Inżynieria Morska i Geotechnika. 3, 237-240.
- 62. Kawalec J. (2000): Ocena wytrzymałości odpadów górniczych na podstawie próbnych obciążeń skarpy nasypu. Rozprawa doktorska, (Biblioteka Politechniki Śląskiej), Gliwice.
- 63. Kawulok M., i inni. (1989): Instrukcja ITB nr 286. Wytyczne projektowania budynków o ścianowym układzie nośnym, podlegających wpływowi eksploatacji górniczej, Warszawa.
- 64. Kawulok M., i inni.(1993): Aneks do instrukcji ITB nr 286. Warszawa.
- 65. Kazanecki A. (1983): Metodyka oceny nośności nieskonsolidowanego wilgotnego torfu przykrytego nasypem. Rozprawa doktorska, (Biblioteka Politechniki Warszawskiej), Warszawa.
- 66. Kezdi A. (1964): Bodenmechanik. B2. VEB Verlag, Ung. Akad. der Wisschaflen, Budapest.
- 67. Kierski B. (1966): Mechanika gruntów z fundamentowaniem. PWSzZ, Warszawa.
- 68. Киррылов В. С. (1980): Основания и фундаменты. Транспот, Москва.
- 69. Клейн Г. К., Смиренкин П. П. (1961): Основания и фундаменты. Высшая Школа, Москва.
- Kłosek K. (1988): Wpływ odkształceń podłoża górniczego na współpracę podtorza z nawierzchnią dróg kolejowych. Rozprawa habilitacyjna. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, 66, Gliwice.
- 71. Kłosek K. (1996): Use of geosynthetics for strengthening road surface and subbase in areas with the mining activity. Proc. Int. Symposium on "Earth Reinforcement", Fukuoka-Kyushu, Japan, ed. A. A. Balkema, Rotterdam, v.I, 609-614.
- 72. Kłosek K. (1997): The effects of mine field subsoil deformations on construction's support. Int. Conf. of the American Society for Surface Mining and Reclamation (ASSMR) 14<sup>th</sup> Annual Meeting - "Vision 2000 - an Environment Commitment", Austin - Texas, USA, 382-389.
- 73. Kollis W. (1958): Fundamentowanie. PWN, Łódź Warszawa.

- Lechowicz Z., Rabarijoely S. (1997): Ocena osiadań podłoża organicznego na podstawie badań dylatometrycznych. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i fundamentowania. Gdańsk, t.2, 101-106.
- 75. Łęcki P. (1994): O nośności granicznej podłoża wzmocnionego poduszką fundamentową. XL Konferencja Naukowa Krynica'94, 145-150, Krynica.
- Lęcki P., Florkiewicz A. (1993): Szacowanie nośności granicznej układu poduszka fundamentowa- podłoże gruntowe. XXXIX Konferencja Naukowa Krynica'93, 203-210, Krynica.
- 77. Makowski J. (1977): Wzmacnianie torowiska linii kolejowych przeznaczonych do jazd z dużą szybkością. Problemy Kolejnictwa, 75, 69-138.
- 78. Meyerhof G. (1953): The ultimate bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. Proc. ICSMFE, v.1, Zurich.
- 79. Mitchell J.K., Gardner W.S. (1971): Analysis of loadbearing fills over soft subsoils. J. Soil Mech. Found. Div. Proc. ASCE, 97, SM11,1549-1570.
- Mitchell J., Katti R. (1981): Soil improvement. State-of-the-art-report. Proc. 10-th ICSMFE, Stockholm, 509-585.
- Młynarek Z. (1997): Badania laboratoryjne oraz badania podłoża in situ. Referat generalny. XI Krajowa Konferencja. Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk, t. 3, 113-126.
- 82. Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J. (1997): Klasyfikacja gruntów podłoża budowlanego metodą statycznego sondowania. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk, t.2, 119-126.
- 83. Motak E. (1988): Fundamenty bezpośrednie. Wzory, tablice, przykłady. Arkady, Warszawa.
- 84. Odrobiński W. (1974): Analiza nośności podłoża uwarstwionego, obciążonego fundamentem pasmowym. Archiwum Hydrotechniki, 1, Badania nośności fundamentów posadowionych na podłożu słabym z częściową wymianą na podsypkę żwirowo-piaskową. Archiwum Hydrotechniki, XXI, 3, 507-533.
- 85. D-04.05.00÷04.05.04. (1998). Ogólne specyfikacje techniczne. Podbudowy i ulepszone podłoże z gruntów lub kruszyw stabilizowanych spoiwami hydraulicznymi Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych. Warszawa.
- Pieczyrak J. (1998): Parametry podłoża gruntowego fundamentów ustalane na podstawie wyników próbnego obciążenia. I Problemowa Konferencja Geotechniki "Współpraca budowli z podłożem gruntowym". Białystok -Wigry, 253-259.
- Pieczyrak J. (2000): Zastosowanie wgłębnych próbnych obciążeń do wyznaczania parametrów modeli gruntu. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Szczecin - Międzyzdroje, cz. 1b, 157-164.
- 88. Pieczyrak J. (2001): Ustalanie parametrów wybranych modeli gruntu na podstawie próbnych obciążeń. Rozprawa habilitacyjna. Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, 91, Gliwice.
- 89. Pieczyrak J., Sękowski J. (1990): Wykorzystanie żużla hutniczego i popiołu elektrownianego do budowy podłoża gruntowego budowli. Problemy Projektowe Przemysłu i Budownictwa, 2, 50-53, Gliwice.
- 90. Pisarczyk S. (1977): Zagęszczalność gruntów gruboziarnistych i kamienistych. Rozprawa habilitacyjna. Politechnika Warszawska. Warszawa.

- 91. PN-55/B-03020. Grunty budowlane. Wytyczne wyznaczania dopuszczalnych obciążeń jednostkowych. PKN. Warszawa.
- 92. PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 93. PN-S-06102/1997. Drogi samochodowe. Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie.
- 94. PN-S-02205/1998. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
- 95. Poradnik inżyniera i technika budowlanego. (1983): t.4, rozdz.5, s.315. (Wiłun Z., Pisarczyk St.), Arkady, Warszawa.
- 96. Roscoe K., Burland J. (1968): On the generalized stress-strain behavior of "wet" clay. In "Engineering Plasticity". Eds. J.Heyman, F.A. Leckie, Cambridge Univ. Press, Cambridge, 535-608.
- 97. Rossiński B. (1978): Fundamentowanie, Arkady, Warszawa.
- Sasaki W. (1984): Foundation improvements for road construction over peat deposits. VIII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Poznań, t.1, 275-296.
- 99. Schlosser F. (1974): Grunt zbrojony w budownictwie lądowym. Archiwum Hydrotechniki, XXI, 2, 301-336.
- 100. Schofield A., Wroth P. (1968): Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill. London.
- 101. Szaraniec T. (1981): Mechaniczne metody zagęszczania gruntów. ZN Politechniki Świętokrzyskiej, s. Budownictwo, 10, 127-146, Kielce.
- 102. Сенквски Е. (1990а): Исследоваия влияния размеров песчаной подушкн на осадку ленточного фундамента. Строительтво и Архитектра. 8, ИВУЗ, 130-132.
- 103. Sękowski J. (1990b): Badania laboratoryjne nad efektywnością wzmacniania słabego podłoża gruntowego geosiatkami. IX Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Kraków, t.2, 363-368.
- 104. Sękowski J. (1992): Model Testing of Sand Cushion Reinforced by Geogrids. International Symposium on Applications of Geosyntetic Technology. Jakarta, S1/25-29.
- 105. Sękowski J. (1993): Geometria poduszek piaskowych w świetle istniejących metod ich wymiarowania. X Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Warszawa, t.2, 183-186.
- 106. Sękowski J. (1994): O wymiarowaniu poduszek żwirowo-piaskowych. Inżynieria i Budownictwo, 8, 380-382.
- 107. Sękowski J. (1995a): Analiza sprężysto-plastyczna podłoża wzmocnionego poduszką piaskową. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, 80, 77-92. Materiały Konferencji Środowiskowej Sekcji Mechaniki Gruntów i Skał oraz Fundamentowania Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN "GEOTECHNIKA W OŚRODKU GLIWICKIM".
- 108. Sękowski J. (1995b): Analiza przebiegu osiadań podłoża słabego i wzmocnionego poduszką piaskową z zastosowaniem różnych modeli gruntów. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, 81, 473-483, Gliwice.

- 109. Sękowski J. (1998): Model układu "słabe podłoże-poduszka piaskowa" w świetle wyników badań terenowych. I Problemowa Konferencja Geotechniki "Współpraca budowli z podłożem gruntowym", Białystok-Wigry, 139-148.
- 110. Сенквски Е. (1999): Упрочнение грунтового основания песчаной подушкой и песчаной армированой геотканью. Результты полевых опытов. Стрительтво, 10, ИВУЗ, 126-129.
- 111. Sękowski J., Sternik K. (1998): Modelowanie wybranych problemów geotechnicznych metodą elementów skończonych z wykorzystaniem programu obliczeniowego CRISP'93. Inżynieria Morska i Geotechnika, 3, 122-126.
- 112. Smith P. R., Jardine R. J., Hight D. W. (1991): The yielding of Bothkennar clay.Geotechnique, 42, 2, 257-274.
- 113. Sobolewski J., Alexiew D. (1998): Geosyntetyczne systemy zabezpieczające nasypy drogowe na terenach zapadliskowych. IV Międzynarodowa Konferencja "Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe", Kielce, 137-148.
- 114. Stefanow G., Toczkow E. (1986): Nowa norma bułgarska projektowania fundamentów bezpośrednich. Inżynieria i Budownictwo, 9, 360-361.
- 115. Suchnicka H. (2000): Nowe trendy w badaniach laboratoryjnych w mechanice gruntów. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Referat zamawiany. Szczecin - Międzyzdroje, cz.2, 79-111.
- 116. Szechy C. (1967): Teoretyczne i praktyczne określanie wymiarów poduszek piaskowych. IV Ogólnopolska Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Wrocław, 87-95.
- 117. Skarżyńska K. (1997): Odpady powęglowe i ich zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej. Akademia Rolnicza w Krakowie, Kraków.
- 118. Terzaghi K. (1943): Theoretical Soil Mechanics. New York.
- 119. Tochkov E. (1961): Determination de la hauteur des semiles de sable sur sols tendres. Proc. 5-th ICSMFE, Paris, v.1, 837-840.
- 120. Tschuschke W. (1993): Wykorzystanie metody statycznego sondowania do klasyfikacji gruntów (maszynopis). Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej w Poznaniu. Poznań.
- 121. Wiłun Z. (1976, 1982, 1987): Zarys geotechniki. Wyd. Kom. i Łączności. Warszawa (wyd. 1, 2, 3).
- 122. Wood D. M. (1990): Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge Univ. Press, New York.
- 123. Wysokiński L. (1994a): Skarpa Płocka wczoraj, dziś, jutro. Referat wygłoszony w ramach Konferencji nt. "Dostosowanie metod badań, teorii i wymagań geotechnicznych do zaleceń Eurokode 7". Płock, (materiały niepublikowane).
- 124. Wysokiński L. (1994b): Uszczelnianie i ocena stateczności składowisk odpadów. Referat generalny. Seminarium nt. "Geotechniczne aspekty składowania odpadów". Gdańsk, t. 2.
- 125. Vidal H. (1966): La terre arme'e Annales de I' Insitut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, 223-229.
- 126. Yamanouchi T., Miura N., Ochiai H. (1988): Theory and Practice of Earth Reinforcement, A. A. Balkema, Rotterdam.

- 127. Zadroga B. (1982): Ustalanie miarodajnych modułów odkształcenia gruntu na podstawie badań wzajemnego oddziaływania budowli i podłoża gruntowego. Archiwum Hydrotechniki, z.1-2, XXIX, 133-159.
- 128. Zadroga B. (1983): Analiza zastosowania wybranych modeli ciał sprężystych i sprężysto-plastycznych w geomechanice. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, 366, s. Budownictwo Wodne, z. XXV (rozprawa habilitacyjna).
- 129. Zadroga B. (1994): Zastosowanie geosyntetyków do konstrukcji uszczelnień składowisk odpadów. Seminarium nt. Geotechniczne aspekty składowania odpadów. Gdańsk, t.1, 253-260.
- 130. Zarski C. (1986): Drogi gruntowe i ich wzmacnianie. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa.

# STRONGTON OF DOMESTICAL OF DOMESTICAL OF THE STRONG OF S

## PODSTAWY WYMIAROWANIA PODUSZEK WZMACNIAJĄCYCH

#### Streszczenie

Autor podjął w pracy próbę zbudowania racjonalnego i uzasadnionego względami praktycznymi modelu obliczeniowego układu: słabe podłoże-poduszka wzmacniająca. Podstawą wyboru były: wstępna selekcja zbioru badanych modeli, studia parametryczne MES wybranej charakterystki (była nią zależność "obciążenie-osiadanie") oraz przesłanki natury praktycznej. Tłem dla analiz numerycznych była wspomniana zależność dla modelu bazowego (CM/MCC), uznanego za dostatecznie adekwatny do pełnienia tej roli. Zaproponowano ostatecznie, by do opisu obydwu materiałów wykorzystać model sprężysto idealnie plastyczny z powierzchnią plastyczności Coulomba-Mohra (CM/CM). Koncepcję tę z dobrym skutkiem zweryfikowano na kilku przykładach doświadczalnych, wykonanych przez autora w różnej skali i dla różnych warunków pracy układu.

Istotną część pracy stanowią nomogramy, umożliwiające dobór wymiarów poduszek wzmacniających (Hp, Bp) dla ław fundamentowych o różnej szerokości B i głębokości posadowienia D, obciążonych naciskiem jednostkowym q na dowolnej szerokości, wykonanych z materiału ziarnistego w postaci piasku i żwiru o szerokim zakresie zagęszczenia w słabym podłożu gruntowym. To ostatnie charakteryzowało się również znacznym zakresem zmienności cechujących je parametrów geotechnicznych ( $E_s$ ,  $\phi_s$ ,  $c_s$ ). Jako kryterium doboru wymiarów poduszek wzmacniających przyjęte zostało dopuszczalne osiadanie podłoża.

## FUNDAMENTALS OF DIMENSIONING OF STRENGTHENING CUSHIONS

#### Summary

The author made an effort to build rational and computational model for "weak subsoil-strengthening cushion" system, justified in practical respects. The bases of model's choice were: preliminary selection of set of tested models, parametric MES study for selected characteristic ("loading - settlement" relation) and practical premises. For numerical analyses the author supports on basic model (CM/MCC), recognized as sufficient by adequate to fulfilling this role. Finally, for both describing materials elastic-perfectly plastic model with Coulomb-Mohr yield surface (CM/CM) is proposed. This conception was verified successfully for some experimental examples which were made by the author in various scales and for various work's conditions of the system.

Nomograms are the significant part of the dissertation. They allow to select dimensions of strengthening cushions (Hp, Bp) for continuous footing of various width B and depth of foundation D, which are loaded with unit pressure q acting on any width and which are made of granular material as sand or gravel within wide range of density in weak subsoil. The last one is characterized with significant range of changeability of geotechnical parameters ( $E_s$ ,  $\phi_s$ ,  $c_s$ ). As a criterion for selection of dimensions of strengthening cushions acceptable settlement of subsoil is assumed.

## Załącznik

# NOMOGRAMY DO WYMIAROWANIA PODUSZEK WZMACNIAJĄCYCH









































-

\*

¥

1

Ŧ



9---

5 - - 2

\* --

7

\* - -

en

---

1 ... + ...



500

500

400

300

200

100

0

25 0

50 75 100 125 150

[uuu] 's

Bp=1B

q, [kPa]







131






































B=2,0 m; D=2 m; Hp=1,0·B; Ps - Ip=0,4







B=2,0 m; D=2 m; Hp=1,0·B;  $\dot{Z} - I_D = 0,6$ 





:

BIBLIOTEKA GŁÓWNA Politechniki Śląskiej Orule Drukernie Gilwice, ul. Zwycięstwa 27, (el. 230 49 50 in the first 1. 1. 1. 1. 1. 1.