

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Vaidas MARTINKUS

SPRAUSTINIŲ POLIŲ SMĖLINIO
PAGRINDO ĮTEMPIŲ-DEFORMACIJŲ
BŪVIO EKSPERIMENTINIAI IR SKAITINIAI
TYRIMAI

DAKTARO DISERTACIJA

TECHNOLOGIJOS MOKSLAI,
STATYBOS INŽINERIJA (02T)



LEIDYKLA
Vilnius TECHNIKA 2016

Disertacija rengta 2012–2016 metais Vilniaus Gedimino technikos universitete.

Vadovas

prof. dr. Arnoldas NORKUS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Vilniaus Gedimino technikos universiteto Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo taryba:

Pirmininkas

prof. dr. Alfredas LAURINAVIČIUS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Nariai:

prof. habil. dr. Juozas ATKOČIŪNAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T),

prof. dr. Zdenek KALA (Brno technologijos universitetas, statybos inžinerija – 02T),

prof. habil. dr. Jonas Gediminas MARČIUKAITIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T),

dr. Jonas SATKŪNAS (Vilniaus universitetas, geologija – 05P).

Disertacija bus ginama viešame Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo tarybos posėdyje **2016 m. gruodžio 15 d. 14 val.** Vilniaus Gedimino technikos universiteto senato posėdžių salėje.

Adresas: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lietuva.

Tel.: (8 5) 274 4956; faksas (8 5) 270 0112; el. paštas doktor@vgtu.lt

Pranešimai apie numatomą ginti disertaciją išsiųsti 2016 m. lapkričio 14 d.

Disertaciją galima peržiūrėti VGTU talpykloje <http://dspace.vgtu.lt> ir Vilniaus Gedimino technikos universiteto bibliotekoje (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lietuva).

VGTU leidyklos TECHNIKA 2396-M mokslo literatūros knyga
<http://leidykla.vgtu.lt>

ISBN 978-609-457-973-8

© VGTU leidykla TECHNIKA, 2016

© Vaidas Martinkus, 2016

vaidas.martinkus@vgtu.lt

VILNIUS GEDIMINAS TECHNICAL UNIVERSITY

Vaidas MARTINKUS

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL
INVESTIGATION OF A STRESS-STRAIN
STATE IN THE VICINITY OF
DISPLACEMENT PILES IN SAND

DOCTORAL DISSERTATION

TECHNOLOGICAL SCIENCES,
CIVIL ENGINEERING (02T)



LEIDYKLA
Vilnius TECHNIKA 2016

Doctoral dissertation was prepared at Vilnius Gediminas Technical University in 2012–2016.

Supervisor

Prof. Dr Arnoldas NORKUS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

The Dissertation Defence Council of Scientific Field of Civil Engineering of Vilnius Gediminas Technical University:

Chairman

Prof. Dr Alfredas LAURINAVIČIUS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

Members:

Prof. Dr Habil. Juozas ATKOČIŪNAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T),

Prof. Dr Zdenek KALA (Brno University of Technology, Civil Engineering – 02T),

Prof. Dr Habil. Jonas Gediminas MARČIUKAITIS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T),

Dr Jonas SATKŪNAS (Vilnius University, Geology – 05P).

The dissertation will be defended at the public meeting of the Dissertation Defence Council of Civil Engineering in the Senate Hall of Vilnius Gediminas Technical University at **2 p. m. on 15 December 2016**.

Address: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lithuania.

Tel.: +370 5 274 4956; fax +370 5 270 0112; e-mail: doktor@vgtu.lt

A notification on the intend defending of the dissertation was send on 14 November 2016.

A copy of the doctoral dissertation is available for review at VGTU repository <http://dspace.vgtu.lt> and at the Library of Vilnius Gediminas Technical University (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lithuania).

Reziumė

Disertacijoje eksperimentiškai ir skaitiškai tiriamos atskirųjų spraustinių polių ir jų grupių, bei grunto sąveikos problemos naudojant specialiai šiam tyrimui sukurta realių matmenų modelinį poli įspraustą į dirbtinį pagrindą (tankų smėlį). Pagrindinis disertacijos tikslas – sukurti spraustinių polių-grunto, polių-grunto-polių ir pastato-pagrindo sąveikų analizei taikomą skaičiavimo metodą.

Darbe sprendžiami keli pagrindiniai uždaviniai: spraustinių polių-grunto sąveikai tirti skirto prietaiso kūrimas, pagrindo paruošimas, atskirųjų polių ir skirtingų parametrų polių grupių pagrindo bandymas statine jėga, skaitinis atliktų bandymų modeliavimas.

Disertaciją sudaro įvadas, trys skyriai, bendrosios išvados, naudotos literatūros ir autoriaus publikacijų disertacijos tema sąrašai ir du priedai.

Įvadiniamе skyriuje aptariama tiriamoji problema, darbo aktualumas, aprašomas tyrimų objektas, formuluojamas darbo tikslas bei uždaviniai, aprašoma tyrimų metodika, darbo mokslinis naujumas, darbo rezultatų praktinė reikšmė, ginamieji teiginiai. Įvado pabaigoje pristatomos disertacijos tema autoriaus paskelbtos publikacijos ir pranešimai konferencijose bei disertacijos struktūra.

Pirmasis skyrius skirtas literatūros analizei. Jame išaiškinta spraustinio polio-grunto sąveikos samprata, analizuojami atskirųjų polių ir jų grupių, bei grunto sąveikos ypatumai, įtempių ir deformacijų prognozavimo metodai, taip pat pastatų ir pagrindo sąveikos analizės ypatumai. Skyriaus pabaigoje formuluojamos išvados ir tikslinami disertacijos uždaviniai.

Antrajame skyriuje pateikta eksperimentinių tyrimų metodika, aprašomos pagrindo paruošimo ir bandymų procedūros, pristatomos pagrindinės tirtojo grunto fizinės ir mechaninės savybės, eksperimentinių tyrimų rezultatai ir jų analizė. Skyriaus pabaigoje formuluojamos išvados.

Trečiajame skyriuje pristatomi atskirojo spraustinio polio pagrindo bandymų modeliavimo taikant baigtinių elementų metodą procedūros ir rezultatai, taip pat pateikiami statinio ir pagrindo sąveikos modeliavimo rezultatai. Pateikiamas originalus metodas skirtas nustatyti kiekvieno polio grupėje standį, kai yra žinomas vidutinis polių grupės ir pagrindo sąveikos standis. Pabaigoje formuluojamos skyriaus išvados.

Disertacijos tema paskelbti 7 straipsniai: vienas – leidinyje įtraukta į Thomson ISI sąrašą, trys – mokslo žurnaluose, cituojamuose kitose tarptautinėse duomenų bazėse, vienas – tarptautinių konferencijų medžiagoje, referuotoje Thomson ISI duomenų bazėje, bei du – kitose respublikinėse ir tarptautinėse recenzuojamose konferencijų medžiagose. Disertacijos tema perskaityti 3 pranešimai Lietuvos bei kitų šalių konferencijose.

Abstract

Displacement pile-soil and pile-soil-pile interactions problems are being experimentally and numerically investigated in this thesis, using (created specifically for this research) model pile installed in artificial soil deposit (dense sand). The main aim of the thesis is to develop a new approach applied for the analysis of displacement pile-soil, pile-soil-pile and soil-structure interactions.

In order to achieve the aim of the research the following objectives are fulfilled: design and creation of displacement model pile, preparation and investigation of prepared soil deposit, execution of single pile and different spacing pile groups vertical load tests and numerical modelling.

The dissertation consists of four parts including Introduction, 3 chapters, conclusions, references and 2 annexes.

The introduction reveals the investigated problem, importance of the thesis and the object of research and describes the purpose and tasks of the dissertation, research methodology, scientific novelty, the practical significance of results examined in the thesis and defended statements. The introduction ends in presenting the author's publications on the subject of the defended dissertation, offering the material of made presentations in conferences and defining the structure of the dissertation.

Chapter 1 is dedicated for the explanation and revision of the term pile-soil interaction, ultimate stress prediction approaches, peculiarities of single pile and pile group response under vertical loading and soil structure interaction. At the end of the chapter, conclusions are drawn and the tasks for the dissertation are reconsidered.

Chapter 2 explains in detail the experimental set up, preparation procedures of soil deposit and pile testing, moreover presents the main soil physical and mechanical properties and vertical tests results and discussion. At the end of the chapter, conclusions are given.

Chapter 3 demonstrates the procedures and the results of numerical analysis based on single pile test, moreover, the results of the analysis of soil-structure interactions are presented. The approach for the estimation of each isolated pile stiffness in pile group (when the average pile group stiffness is known) is given and explained in detail. At the end of the chapter, conclusions are given.

7 articles focusing on the subject of the discussed dissertation are published: one article – in the Thomson ISI register, three articles – in the journals quoted in the others international data bases, one article – in conference material and scientific paper in Thomson ISI data base, two articles – in material reviewed during a national and international conferences. 3 presentations on the subject have been given in conferences at national and international level.

Žymėjimai

Simboliai

a – atstumas tarp polių centrų;

A_b – polio pado plotas;

c' – efektyvioji sankiba;

C_c – spūdumo rodiklis;

D – polio skersmuo;

d_{50} – vidutinis grunto dalelių dydis;

D_{CPT} – statinio zondo skersmuo;

D_r – tankumo rodiklis;

e – matematinė konstanta (natūralaus logaritmo funkcijos pagrindas);

e_0 – pradinis poringumo koeficientas;

e_{max} – didžiausias poringumo koeficientas;

e_{min} – mažiausias poringumo koeficientas;

E_{50} – deformacijų modulis mobilizavus 50 % ribinių deviatorinių įtempių;

E_{50}^{ref} – atskaitinis kirstinis stabilometrinis grunto deformacijų modulis nustatytas mobilizavus 50 % ribinių deviatorinių įtempių žinant $\sigma^{ref} = \sigma_3^{ref}$;

E_d – deformacijų modulis nustatytas dinaminiu plokštės bandymu;

$E_{d,m}$ – vidutinis deformacijų modulis nustatytas dinaminiu plokštės bandymu;

E_{eod} – odometrinis grunto deformacijų modulis;
 E_{oed}^{ref} – atskaitinis liestinis odometrinis grunto deformacijų modulis nustatytas prie $\sigma^{ref} = \sigma_1^{ref}$;
 E_{ur}^{ref} – atskaitinis tamprusis grunto deformacijų modulis;
 F – apkrova (jėga) polio viršaus lygyje;
 F_b – polio padą veikianti jėga;
 F_s – polio šoną veikianti jėga;
 G – grunto šlyties modulis;
 g – laisvojo kritimo pagreitis;
 h_i – gylis kuriame skaičiuojami įtempiai;
 i – polio įspraudimo į gruntą eilės numeris;
 K_o – rimties slėgio koeficientas;
 L – polio ilgis;
 m – deformacijų modulio priklausomybę nuo įtempių nusakantis dydis;
 n – polių skaičius grupėje;
 n_h – horizontaliojo suspaudžiamumo modulis;
 N_q – pagrindo laikomosios galios koeficientas;
 OCR – perkonsolidavimo rodiklis (angl. *over consolidation ratio*);
 p – vidutiniai įtempiai;
 p_a – atmosferinis slėgis;
 p_p – vidutiniai perkonsolidavimo įtempiai (veikę gruntą įtempiai praicityje);
 q – deviatoriniai įtempiai;
 q_a – ribinių deviatorinių įtempių asimptotė;
 q_c – kūginis stipris;
 $\bar{q}_c$ – vidutinis kūginis stipris apskaičiuotas taikant tam tikrą metodiką ir tam tikrame intervale;
 $q_{c,z}$ – kūginio stiprio reikšmė tam tikrame gylyje;
 q_f – ribiniai deviatoriniai įtempiai;
 q_r – ribiniai deviatoriniai įtempiai;
 R_f – ribinių deviatorinių įtempių ir jų asimptotės sąryšio koeficientas (lygus 0,9);
 Δr – poslinkis dėl grunto dilatacijos kontakto plokštumoje;
 S – polio nuosėdis;
 S_{gr} – polių grupės nuosėdis;
 t_s – aplink polį susiformavusios žymių radialinių ir šlyties įtempių veikiamos grunto zonos (angl. *shear band*) storis;
 w – grunto drėgnis;

z – gylis;
 z_i – skaičiuojamasis gylis;
 α – papildomas modelio parametras nusakantis ryšį tarp p_p ir q ;
 α_s – koreliacijos koeficientas;
 δ_{inter} – polio ir grunto sąveikos trinties koeficientas;
 ε_1 – vertikaliosios deformacijos;
 ε_1^p – plastinės vertikaliosios deformacijos;
 ε_{v0} – pradinės tūrinės deformacijos;
 η – polių grupės efektyvumo koeficientas;
 φ'_{cs} – efektyvusis kritinio grunto būvio vidinės trinties kampas;
 φ'_p – efektyvusis pikinis grunto vidinės trinties kampas;
 φ' – efektyvusis grunto vidinės trinties kampas;
 γ^p – plastinės šlyties deformacijos;
 γ – šlyties deformacija;
 ν – Puasono koeficientas;
 ψ'_m – mobilizuotas dilatacijos kampas;
 ψ'_p – efektyvusis pikinis grunto dilatacijos kampas;
 ρ – tirto grunto tankis;
 ρ_s – grunto dalelių tankis;
 σ_1 – svarbiausieji (vertikalieji stabilometre) įtempiai;
 σ_3 – svarbiausieji (horizontalieji arba apspaudžiamieji stabilometre) įtempiai;
 $\sigma'_{b,u}$ – ribiniai normaliniai įtempiai po polio padu;
 σ'_b – vidutiniai kontaktiniai įtempiai po polio padu;
 σ'_p – perkonsolidavimo (arba pertankinimo) slėgis;
 σ'_{rc} – horizontalieji (radialiniai) įtempiai po polio išspaudimo;
 σ'_{ro} – geostatinės fazės horizontalieji (radialiniai) įtempiai grunte;
 σ'_{vo} – efektyvieji vertikalieji grunto įtempiai (sukeliami savojo svorio);
 σ^{ref} – atskaitiniai įtempiai;
 $\Delta\sigma'_{rd}$ – radialinių įtempių prieaugis dėl grunto dilatacijos kontakto plokštumoje;
 $\Delta\sigma'_{ri}$ – radialinių įtempių prieaugis atsiradęs dėl polio išspaudimo į gruntą;

$\Delta\sigma'_{rl}$ – radialinių įtempių prieaugis atsiradęs polio apkrovimo metu;

$\tau_{s,u}$ – ribiniai tangentiniai įtempiai polio šoniniame paviršiuje;

τ_s – tangentiniai įtempiai polio šoniniame paviršiuje.

Santrumpos

SZB – statinio zondavimo bandymas (angl. *CPT – cone penetration test*);

DPB – dinaminis plokštės bandymas (angl. *DPLT – dynamic plate load test*);

BEM – baigtinių elementų metodas (angl. *FEM – finite element method*);

KGM – kietėjančio grunto modelis (angl. *HSM – hardening soil model*);

MKM – Mohro-Kulono modelis;

TRB – tinkamumo ribinis būvis (angl. *SLS – serviceability limit state*);

SRB – saugos ribinis būvis (angl. *ULS – ultimate limit state*);

PPS – pastato ir pagrindo sąveika (angl. *SSI – soil-structure interaction*).

Turinys

IVADAS	1
Problemos formulavimas	1
Darbo aktualumas	2
Tyrimų objektas	2
Darbo tikslas	3
Darbo uždaviniai	3
Tyrimų metodika	3
Darbo mokslinis naujumas	4
Darbo rezultatų praktinė reikšmė	4
Ginamieji teiginiai	5
Darbo rezultatų aprobavimas	5
Disertacijos struktūra	6
Padėka	6
1. SPRAUSTINIŲ POLIŲ PAGRINDO EKSPERIMENTINIŲ TYRIMŲ IR ĮTEMPIŲ-DEFORMACIJŲ BŪVIO SKAIČIAVIMO METODŲ ANALIZĖ	7
1.1. Atskirojo spraustinio polio ir grunto sąveika	7
1.1.1. Normalinių įtempių pasiskirstymas po polio padu	8
1.1.2. Tangentinių įtempių pasiskirstymas polio šoniniame paviršiuje	9
1.1.3. Ribiniai normaliniai įtempiai po spraustinio polio padu	11
1.1.4. Ribiniai tangentiniai įtempiai spraustinio polio šoniniame paviršiuje	14
1.2. Polių grupių ir grunto sąveika	18

1.2.1. Polių grupių pagrindo laikomoji galia	18
1.2.2. Polių grupių pagrindo nuosėdžiai	21
1.3. Pastatų ir pagrindo sąveika	24
1.4. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždavinių formulavimas.....	25
2. EKSPERIMENTINIAI SPRAUSTINIŲ POLIŲ SMĖLINIO PAGRINDO	
ITEMPIŲ-DEFORMACIJŲ BŪVIO TYRIMAI.....	27
2.1. Bandymų metodika.....	28
2.1.1. Pagrindo (grunto) paruošimas.....	28
2.1.2. Pagrindo (grunto) laboratoriniai ir lauko tyrimai.....	29
2.1.3. Modelinio ir eilinių polių konstrukcija	34
2.1.4. Įsprendimo ir bandymo procedūros	36
2.2. Eksperimentinių tyrimų rezultatai ir jų analizė.....	38
2.2.1. Polių įsprendimas.....	38
2.2.2. Atskirųjų polių pagrindo bandymų rezultatai	40
2.2.3. Atskirųjų polių pagrindo bandymų po gretimųjų įsprendimo rezultatai	45
2.2.4. Trijų skersmenų atstumu įspraustų polių grupių pagrindo bandymų rezultatai.....	48
2.2.5. Dviejų skersmenų atstumu įspraustų polių grupių pagrindo bandymų rezultatai.....	52
2.2.6. Atskirųjų polių, atskirųjų po gretimųjų įsprendimo ir polių elgsenos grupėse gretinimas	57
2.2.7. Atskirųjų polių, dviejų ir trijų skersmenų atstumu įspraustų polių grupių pagrindo bandymų rezultatų gretinimas.....	60
2.3. Antrojo skyriaus išvados	61
3. SPRAUSTINIO POLIO-GRUNTO IR BENDROSIOS PASTATO-PAGRINDO	
SĄVEIKŲ SKAITINIS MODELIAVIMAS.....	65
3.1. Atskirojo sprausinio polio ir grunto sąveikos modeliavimas baigtinių elementų metodu.....	66
3.1.1. Modelio diskretizavimas ir kraštinės sąlygos	66
3.1.2. Fizinis modelis.....	68
3.1.3. Fizinio modelio parametrų kalibravimas	73
3.1.4. Modeliavimo fazės.....	76
3.1.5. Skaitinio modeliavimo rezultatai	79
3.2. Variacinis statinio ir pagrindo sąveikos modeliavimas baigtinių elementų metodu.....	81
3.2.1. Polių grupių bei grunto diskretizavimas ir kraštinės sąlygos.....	81
3.2.2. Skaitinio modeliavimo rezultatai ir jų analizė	84
3.3. Sąveikos koeficiento skaičiavimo metodas	86
3.4. Trečiojo skyriaus išvados	88
BENDROSIOS IŠVADOS	91
LITERATŪRA IR ŠALTINIAI.....	93

AUTORIAUS MOKSLINIŲ PUBLIKACIJŲ DISERTACIJOS TEMA SĄRAŠAS....	99
SUMMARY IN ENGLISH.....	101
PRIEDAI*	117
A priedas. Bendraautorių sutikimai teikti publikacijose skelbtą medžiagą mokslo daktaro disertacijoje.....	118
B priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos	124

* Priedai pateikiami pridėtoje kompaktinėje plokštelėje

Contents

INTRODUCTION	1
Problem formulation	1
Relevance of the thesis	2
Research object	2
Aim of the thesis	3
Objectives of the thesis	3
Research methodology	3
Scientific novelty of the thesis	4
Practical value of the research findings	4
Defended statements.....	5
Approval of the research findings	5
Structure of the thesis	6
Acknowledgments	6
 1. THE ANALYSIS OF THE EXPERIMENTAL RESEARCH OF THE DISPLACEMENT PILES AND THE STRESS-STRAIN STATE CALCULATION METHODS	 7
1.1. Single pile-soil interaction.....	7
1.1.1. Normal stress distribution under pile base	8
1.1.2. Shear stress distribution on pile side surface	9
1.1.3. Ultimate normal stress under displacement pile base	11
1.1.4. Ultimate shear stress on pile side surface	14

1.2. Pile group-soil interaction	18
1.2.1. Pile group bearing capacity.....	18
1.2.2. Pile group settlements.....	21
1.3. Soil-structure interaction	24
1.4. Conclusions of the first chapter and the formulation of the objectives of the thesis.....	25
 2. EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF A STRESS-STRAIN STATE IN THE VICINITY OF DISPLACEMENT PILES IN SAND	27
2.1. Testing methodology.....	28
2.1.1. The preparation of soil deposit	28
2.1.2. The laboratory and insitu tests of soil deposit.....	29
2.1.3. The structure of model and regular piles	34
2.1.4. The procedures of installation and loading.....	36
2.2. Experimental investigation results and analysis	38
2.2.1. Pile installation	38
2.2.2. The results of single pile tests.....	40
2.2.3. The results of single pile tests (after the adjacent piles were installed)	45
2.2.4. The results of the tests of pile groups installed with three diameter spacing.....	48
2.2.5. The results of the tests of pile groups installed with two diameter spacing.....	52
2.2.6. The comparison of single pile, single pile (after the adjacent piles were installed) and isolated pile behaviour in pile groups	57
2.2.7. The comparison of the tests results of single pile, pile group with three and two diameter spacing.....	60
2.3. Conclusions of the second chapter	61
 3. NUMERICAL ANALYSIS OF DISPLACEMENT PILE-SOIL AND SOIL-STRUCTURE INTERACTIONS.....	65
3.1. Analysis of single displacement pile-soil interaction based on finite element method.....	66
3.1.1. Discretization and boundary conditions.....	66
3.1.2. Constitutive model.....	68
3.1.3. Callibration of constitutive model parameters	73
3.1.4. Simulation phases	76
3.1.5. Numerical simulation results	79
3.2. Variational analysis of soil-structure interaction based on finite element method.....	81
3.2.1. Pile goup and soil discretization and boundary conditions.....	81
3.2.2. Numerical simulation results and dissusion.....	84
3.3. Interaction factor approach.....	86
3.4. Conclusions of the third chapter.....	88
 GENERAL CONCLUSIONS	91

REFERENCES	93
LIST OF SCIENTIFIC PUBLICATIONS BY THE AUTHOR ON THE TOPIC OF THE DISSERTATION	99
SUMMARY IN ENGLISH.....	101
ANNEXES*	117
Annex A. Agreements of co-authors to provide published material in the thesis.....	118
Annex B. Copies of the scientific publications by the author on the topic of the dissertation.....	124

* The annexes are supplied in the enclosed compact disc

Įvadas

Problemos formulavimas

Poliai yra vienas dažniausiai naudojamų pamatų tipų šių dienų inžinerinėje praktikoje, kurių pagrindinė funkcija perduoti antžeminių statinių sukeltamus poveikius pagrindui, kuriuo dažniausiai būna dispersinio grunto masyvas arba uola. Šio pamatų tipo populiarumą nulėmė ekonominis efektyvumas bei pritaikomumas įvairiomis inžinerinėmis ir geologinėmis sąlygomis. Pati efektyviausia ir universaliausia polių įrengimo technologija yra spraustiniai poliai.

Nors mokslinėje literatūroje galima rasti eksperimentinių ir skaitinių tyrimų, kuriuose nagrinėjama polių-grunto ir polių-grunto-polių sąveika, bei pristatomi šios sąveikos prognozavimo metodai, atlikta literatūros analizė parodė, kad vis dar esama spragų šios kompleksinės gruntų mechanikos problemos sampratoje. Analizuotoje literatūroje nepavyko rasti eksperimentinių tyrimų, kuriuose būtų tirtas normalinių (kontaktinių) įtempių pasiskirstymas po spraustinio polio padu. Išanalizavus analitinius ir empirinius ribinių įtempių po padu prognozavimo metodus nustatyta, kad jie sukurti naudojant modelinius (instrumentuotus) polius, kurių ilgio ir skersmens santykis $L/D \geq 20$, tačiau Lietuvoje poliais priimta laikyti pamatus, kurių ilgio ir skersmens santykis $L/D \geq 5$ (Sližytė *et al.* 2012), dėl šios priežasties metodų tinkamumas tampa diskutuotinas. Literatūros analizė taip pat parodė jog technologiškumo įtaka spraustinių polių grupių pagrindo nuosėdžiams

ir ribiniams įtempiams kol kas yra neiširta. Taip pat neiširta technologiškumo įtaka polis-gruntas-polis ir visuminei pastato ir pagrindo sąveikoms.

Darbo aktualumas

Polių ir grunto sąveika tai plati mokslinių tyrimų sritis, kuri apima pagrindinius gruntų mechanikos teorijos klausimus ir yra glaudžiai susijusi su įvairiais eksperimentiniais, analitiniais, empiriniais ir skaitiniais įtempių bei deformacijų prognozavimo metodais. Šio uždavinio sprendimo rezultatai turi didelę reikšmę kuriant darnią šiuolaikinių statinių projektavimo sistemą.

Skaiciavimo technikos vystymasis pastarąjį dešimtmetį įgalino mokslininkus skaitiškai tirti vis sudėtingesnius gruntų mechanikos uždavinius. Dėl šios priežasties skaitinis modeliavimas dažnai taikomas siekiant nustatyti grunto deformacijas, ypač mechaninę polių-grunto ir polių-grunto-polių sistemų elgseną, bei jos įtaką antžeminių konstrukcijų įrašoms ir deformacijoms (Said *et al.* 2009). Paprastai polių-grunto ir polių-grunto-polių sąveikos modeliavimas yra atliekamas naudojant realaus mastelio instrumentuotų polių (lauko sąlygomis), arba sumažinto mastelio modelinių polių (laboratorinėmis sąlygomis) pagrindo bandymų duomenis. Didžioji dalis parametų reikalingų apibrėžti grunto stiprio ir deformatyvumo savybes (lauko sąlygų atveju) yra nustatomi netiesiogiai, o remiantis priklausomybėmis su lauko tyrimų metu nustatytais rodikliais, pavyzdžiui kūginiu stipriu q_c (Said *et al.* 2009, Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, D'Aguiar 2008 ir kt.). Kuo daugiau parametų naudojamų modeliavimui yra nustatyti taikant netiesioginius metodus, tuo gaunamas didesnis modeliavimo rezultatų neapibrėžtumas. Šią problemą bandoma spręsti atliekant daug kartų sumažinto mastelio polių bandymus specialiuose laboratoriniuose prietaisuose vadinamuose centrifugomis. Šio tipo bandymų metodika leidžia su pakankamu patikimumu kontroliuoti pagrindo (grunto) fizines ir mechanines savybes, taip pat įtempių būvį, tačiau ji turi vieną didelį trūkumą – mastelio efektą, todėl šio metodo taikymas nesankabių gruntų tyrimams yra diskutuotinas (Balachowski 2007).

Realių matmenų atskirojo modelinio polio ir jų grupių smėlinio pagrindo (paruošto kontroliuojant fizines ir mechanines grunto savybes) bandymai suteiktų galimybę su kur kas didesniu patikimumu skaitiškai ištirti polių-grunto bei polių-grunto-polių sąveikas, o gautus tyrimo duomenis panaudoti pastato ir pagrindo sąveikos uždavinių sprendimo metodų kūrimui.

Tyrimų objektas

Darbo tyrimų objektas yra trumpų spraustinių polių, grunto, bei pastatų sąveika.

Darbo tikslas

Pagrindinis disertacijoje aprašytų tyrimų tikslas – sukurti spraustinių polių-grunto, polių-grunto-polių ir pastato-pagrindo sąveikų analizei taikomą skaičiavimo metodą.

Darbo uždaviniai

Darbo tikslui pasiekti darbe reikia spręsti šiuos uždavinius:

1. Sukurti realių matmenų modelinį spraustinį polių, kuriuo būtų galima ištirtas grunto ir polio sąveikos sukeltus įtempius, taip pat paruošti dirbtinio tankaus smėlio pagrindą ir nustatyti jo pagrindines fizines ir mechanines savybes.
2. Atlikus atskirųjų polių, atskirųjų polių po gretimųjų įspraudo ir skirtingų parametrų polių grupių pagrindo statinės jėgos bandymus, taip pat išmatavus grunte veikiančių radialinių įtempių ir grunto poslinkių pokyčius, nustatyti kokia yra technologiškumo įtaką polių tarpusavio sąveikai grupėje.
3. Sukurti atskirojo trumpo spraustinio polio ir grunto sąveikos modeliavimo koncepciją bei taikant baigtinių elementų metodą sudaryti skaitinį modelį. Patikrinti eksperimentinių ir skaitinių tyrimų rezultatų atitikimą, atlikti jautrumo analizę ir nustatyti svarbiausius parametrus darančius įtaką mechaninei spraustinio polio ir pagrindo sąveikos elgsenai.
4. Atlikti variacinį statinio, polių grupių ir pagrindo sąveikos modeliavimą taikant BEM ir nustatyti technologiškumo įtaką polio-grunto-polio bei bendrai pastato ir pagrindo sąveikai. Sukurti metodą leidžiantį įvertinti technologiškumo įtaką polio-grunto-polio sąveikai.

Tyrimų metodika

Šiame tyrime taikyti įvairūs eksperimentiniai grunto tankio, granuliometrinės sudėties, poringumo koeficiento, drėgno, tankumo, spūdumo rodiklio, deformacijų modulio, vidinės trinties kampo, kūginio stiprio, šoninės trinties nustatymo metodai. Atliekant polių pagrindo bandymus statine apkrova taikyti eksperimentiniai įtempių bei deformacijų matavimo metodai. Eksperimentinių tyrimų rezultatų analizei taikyti lyginimo, statistiniai ir skaitinio modeliavimo metodai. Pasiūlytojo metodo leidžiančio įvertinti technologiškumo įtaką polio-grunto-polio sąveikai kūrimui taikytas regresinės analizės metodas.

Darbo mokslinis naujumas

Rengiant disertaciją buvo gauti šie statybos inžinerijos mokslui nauji rezultatai:

1. Sukurtu originalios konstrukcijos realių matmenų modeliniu poliū buvo išmatuotas grunto ir polio sąveikos sukeltų normalinių įtempių pasiskirstymas po padu, kuris atitinka kontaktinių įtempių pasiskirstymo pobūdį po standžiomis įgilintomis plokštėmis.
2. Atlikus eksperimentinius tyrimus nustatyta, kad normaliniai įtempiai veikiančys po spraustinio polio padu lemia tangentinių įtempių padidėjimą ties jo galu.
3. Sugretinus modelinį polį veikusius įtempius, atskirųjų trumpų polių ir jų grupių pagrindo bandymų metu, nustatyta, kad kinta tik tangentiniai įtempiai ties galu, o jų kitimas priklauso nuo atstumo tarp polių centrų. Šis reiškinys vaidina pagrindinį vaidmenį darantį įtaką grupių smėlinio pagrindo atlaikomosios jėgos padidėjimui nuosėdžiui pasiekus $0,1D$ ir didesnes reikšmes, taip pat įrodo, kad artimu ($\leq 2D$) atstumu išsprautų trumpų polių grupių smėlinio pagrindo bandymų statine apkrova metu formuojasi sąlyginis pamatas.
4. Sukurta atskirojo trumpo spraustinio polio ir pagrindo modeliavimo BEM koncepcija, kurią taikant galima patikimai prognozuoti spraustinį polį veikiančios apkrovos ir nuosėdžio priklausomybę.
5. Spraustinių polių grupėse veikiuose vertikaliosios jėgos pasireiškia nevienodas (iki 154 %) atskirųjų polių ir grunto sąveikos kirstinių standžių pasiskirstymas, kuris priklauso nuo išspraudimo eiliškumo ir atstumo tarp polių centrų.
6. Pasiūlytas originalus metodas skirtas apskaičiuoti kiekvieno polio grupėje standį tinkamumo ($k_{z,SLs,i}$) ir saugos ($k_{z,ULs,i}$) ribinių būvių tikrinimui, kai yra žinomas vidutinis grupės standis $k_{z,g}$. Pasiūlytasis metodas įvertina išspraudimo eiliškumo ir atstumo tarp centrų įtaką kiekvieno polio standžiui.

Darbo rezultatų praktinė reikšmė

Sukurtasis modelinis polis gali būti naudojamas lauko ir laboratorinėmis sąlygomis kaip pažangus prietaisas skirtas nustatyti spraustinių polių pagrindo (šono ir pado) laikomąją galią ir statinės vertikaliosios apkrovos bei nuosėdžių priklausomybę. Eksperimentinių tyrimų duomenys gali būti naudojami ribinių normalinių ir tangentinių įtempių prognozavimo metodų kūrimui arba jų tinkamumui tikrinti taip pat atskirųjų spraustinių polių ir jų grupių bei pagrindo sąveikos skaitiniams

tyrimams atlikti. Pasiūlytoji modeliavimo koncepcija gali būti naudojama prognozuojant atskirojo spraustinio polio (veikiamo vertikaliosios jėgos) pagrindo nuosėdžius. Pasiūlytasis metodas skirtas apskaičiuoti kiekvieno polio grupėje standį gali būti taikomas projektuojant pastatus tinkamumo ir saugos ribinių būvių tikrinimui, taip pat atliekant visuminę pastato ir pagrindo analizę.

Ginamieji teiginiai

1. Normaliniai įtempiai veikiantys po spraustinio polio padu lemia tangentinių įtempių padidėjimą ties jo galu.
2. Tangentinių įtempių padidėjimas ties polių galu vaidina pagrindinį vaidmenį darantį įtaką spraustinių polių grupių smėlinio pagrindo atlaikomosios jėgos padidėjimui nuosėdžiui pasiekus $0,1D$ ir didesnes reikšmes.
3. Spraustinių polių grupėse pasireiškia netolydus atskirųjų polių ir grunto sąveikos kirstinių standžių pasiskirstymas, kuris priklauso nuo įspraudimo eiliškumo ir atstumo tarp polių centrų.
4. Atskirųjų spraustinių polių (polių grupėse) ir grunto sąveikos kirstinių standžių netolydumas daro ženklia įtaką rėminių konstrukcijų deformacijoms ir įrašoms.
5. Taikant sukurtą metodą galima prognozuoti polio ir grunto sąveikos standžių pasiskirstymą trumpų spraustinių polių grupėse įsprauduose į tankų smėlinį pagrindą.

Darbo rezultatų aprobavimas

Disertacijos tema yra paskelbti 7 moksliniai straipsniai: vienas – mokslo žurnale, įtrauktame į Thomson ISI sąrašą (Martinkus *et al.* 2014); trys – mokslo žurnaluose, cituojamuose kituose tarptautinėse duomenų bazėse (Martinkus, Norkus 2015, Statkus, Martinkus 2014, Statkus, Martinkus 2013), du – recenzuojamoje tarptautinės konferencijos medžiagoje (Tumosa, Martinkus 2016, Martinkus *et al.* 2013), vienas – kituose respublikinių konferencijų medžiagose (Statkus, Martinkus 2013).

Disertacijoje atliktų tyrimų rezultatai buvo paskelbti trijose mokslinėse konferencijose:

- Tarptautinėje konferencijoje „13th Baltic Sea Geotechnical Conference“ 2016 m., Vilniuje.

- Tarptautinėje konferencijoje „*11th international conference on modern building materials, structures and techniques (MBMST)*“ 2013 m., Vilniuje.
- 16 – ojoje Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijoje „*Mokslas – Lietuvos ateitis*“ 2013 m. Vilniuje.

Disertacijos struktūra

Disertaciją sudaro įvadas, trys skyriai ir bendrosios išvados. Taip pat pridedami du priedai.

Darbo apimtis yra 116 puslapių, neskaitant priedų, tekste panaudotos 41 numeruotos formulės, 78 paveikslai ir 3 lentelės. Rašant disertaciją buvo panaudota 90 literatūros šaltinių.

Padėka

Disertacinio darbo autorius išreiškia padėką savo mokslinio darbo vadovui, Geotechnikos katedros vedėjui prof. dr. Arnoldui Norkui už rekomendacijas ir pagalbą rengiant disertaciją. Už pagalbą atliekant eksperimentinius tyrimus autorius išreiškia ypatingą padėką kolegai Tautvydui Statkui, taip pat autorius dėkoja Agatai Kavirus už pagalbą atliekant laboratorinius grunto mechaninių savybių tyrimus. Už mokslinį įkvėpimą ir idėjas autorius dėkoja doc. dr. Jonui Amšiejui. Už kolegiskumą ir draugiškumą doktorantūros studijų metu autorius reiškia padėką doc. dr. Šarūnui Skuodžiui, dr. Kęstučiui Kelevišiui, taip pat Geotechnikos katedros kolegoms. Už techninę pagalbą autorius dėkoja Alvydui Juozui Stundžiai, Zėnonui Juškai, Kęstučiui Tumosai, taip pat Danui Zykui. Autorius dėkoja prof. dr. Alessandro Mandolini ir dr. Ylenia Mascarucci iš Neapolio II universiteto, kurie konsultavo stažuotės metu. Už infrastruktūrą autorius dėkoja Vilniaus Gedimino technikos universiteto Civilinės inžinerijos mokslo centrai.

Spraustinių polių pagrindo eksperimentinių tyrimų ir įtempių-deformacijų būvio skaičiavimo metodų analizė

Šiame skyriuje analizuojama sprastinių polių ir grunto (pagrindo) sąveikos samprata, aprašomi normalinių ir tangentinių įtempių pasiskirstymo polių paviršiuje ypatumai, nagrinėjami ribinių tangentinių ir normalinių įtempių prognozavimo metodai, įvardijami jų privalumai ir trūkumai. Taip pat šiame skyriuje analizuojamos polių grupių pagrindo nuosėdžių ir laikomosios galios vertinimo koncepcijos, be to apžvelgiami eksperimentiniai ir skaitiniai tyrimai, kuriuose nagrinėjama bendra pastato ir pagrindo sąveika.

Skyriaus pabaigoje pateikiamos išvados ir suformuluojami disertacijos uždaviniai. Skyriaus tematika paskelbtos 3 autoriaus publikacijos (Martinkus *et al.* 2013, Martinkus *et al.* 2014, Martinkus, Norkus 2015).

1.1. Atskirojo sprastinio polio ir grunto sąveika

Dažniausiai polio ir pagrindo sąveika apibūdinama išorinės apkrovos (veikiančios pamato viršuje) F ir nuosėdžio s priklausomybe. Išorinė apkrova F pagrindui perduodama polio padu F_b ir šonu F_s , todėl gali būti užrašyta polio ir pagrindo sistemos išorinių ir vidinių jėgų pusiausvyros lygtis:

$$F = F_b + F_s = \sigma_b A_b + \pi D \int_0^L \tau_s \cdot dz, \quad (1.1)$$

čia σ_b – vidutiniai kontaktiniai įtempiai po polio padu; A_b – polio pado plotas; D – polio skersmuo; τ_s – tangentiniai įtempiai polio šoniniame paviršiuje; L – polio ilgis; z – gylis.

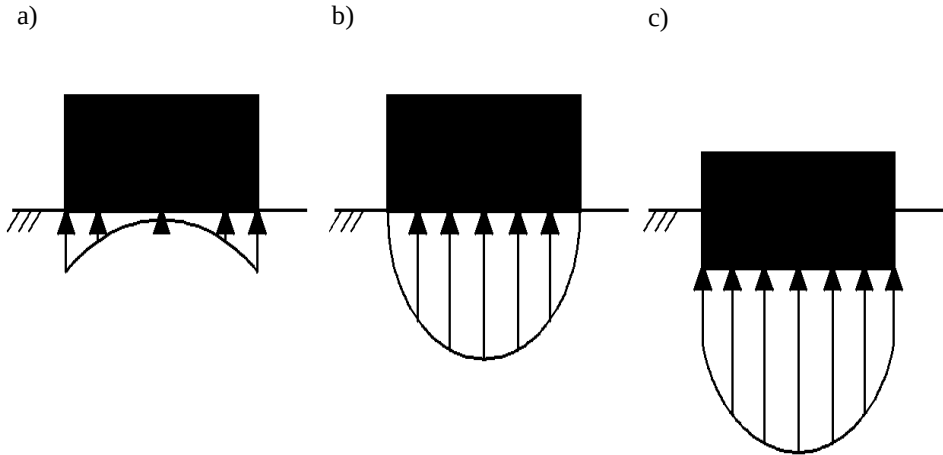
Polio pado F_b , šono F_s ir nuosėdžių s priklausomybė gali būti nustatyta tiesiogiai atliekant bandymus, arba prognozuojama taikant analitinius, empirinius, bei skaitinius metodus.

Tam kad būtų galima suprasti vertikaliosios jėgos veikiamų spraustinių polių ir grunto sąveikos mechaninę elgseną, ypač svarbu nustatyti kaip pasiskirsto ir kaip kinta įtempiai veikiantys polio padą (σ_b) ir šonus (τ_s), taip pat nuo ko priklauso ribinės šių įtempių reikšmės ($\sigma_{b,u}$ ir $\tau_{s,u}$).

1.1.1. Normalinių įtempių pasiskirstymas po polio padu

Mokslinėje literatūroje nepavyko rasti eksperimentinių tyrimų, kurių metu būtų tirtas kontaktinių įtempių pasiskirstymas po polių padu smėliniuose gruntuose, tačiau buvo aptikti net keli eksperimentiniai tyrimai, kuriuose nagrinėtas kontaktinių įtempių pasiskirstymas po standžiomis plokštėmis (Akai, Otsuki 1974, Faber 1933, Lazebnik, Smirnov 1965, Murzenko 1965, Rivkin, Gusenitsa 1976. Minėtų autorių eksperimentiniais tyrimais nustatyta, kad didžiausieji normaliniai įtempiai veikė ties plokštės centru (pasireiškus žymioms pagrindo plastinėms deformacijoms ($>0,1D$)), kurie skyrėsi nuo 1,6 iki 3,5 karto lyginant juos su vidutiniais įtempiais (1.1 pav. b)). Didesnioji reikšmė gauta tyrimams naudojant didesnio skersmens (0,64–1,0 m), o mažesnioji naudojant mažesnio skersmens (0,34–0,45 m) instrumentuotas plokštes. Bandymų metu plokščių pagrinde mobilizavus nedideles deformacijas ($<0,02D$) kontaktinių įtempių pasiskirstymas priminė balno formą t. y. didesni įtempiai veikė plokštės kraštuose lyginant juos su centre veikusiais įtempiais (1.1 pav. a)). Šis pasiskirstymas būdingas klasikinio tampraus puserdvio uždavinio nagrinėjančio standaus pamato ir pagrindo sąveiką sprendiniui. Vienas iš autorių Faber (1933) eksperimentiškai tirdamas priekrovos ir / arba gylio įtaką kontaktinių įtempių pasiskirstymui po standžiomis plokštėmis smėliniuose gruntuose nustatė, kad didėjant priekrovai ir / arba gyliui didėja normaliniai įtempiai ties plokštės kraštais (1.1 pav. c)). Anot autoriaus šis padidėjimas pasireiškia dėl to, kad priekrova didina grunto ribinius šlyties įtempius ties kraštais, ko pasėkoje padidėja normaliniai įtempiai. Atlikus kitų autorių paskelbtų eksperimentinių tyrimų rezultatų analizę nustatyta, kad kontaktinių įtempių pasiskirstymas po standžiu pamatu smėliuose daugiausiai priklauso nuo įtempių ir

deformacijų tipo (tamprios arba plastinės stadijos), pamato pado matmenų, priekrovos ir / arba gylio.



1.1 pav. Kontaktinių įtempių pasiskirstymas po standžiu pamatu smėliuose:

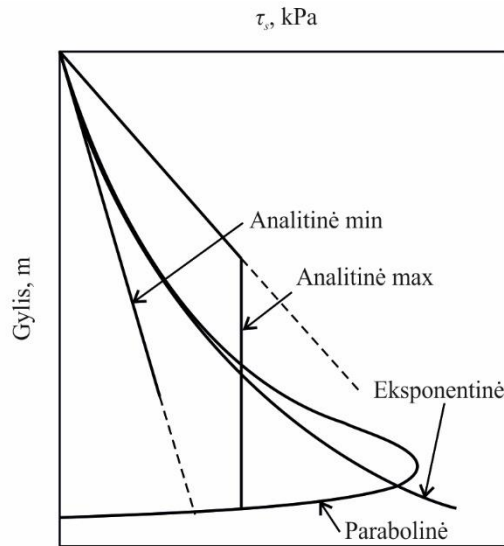
a) tamprė stadija; b) plastinė stadija; c) plastinė stadija (įgilintas pamatas)

Fig. 1.1. The distribution of contact stress under rigid footing in sand:

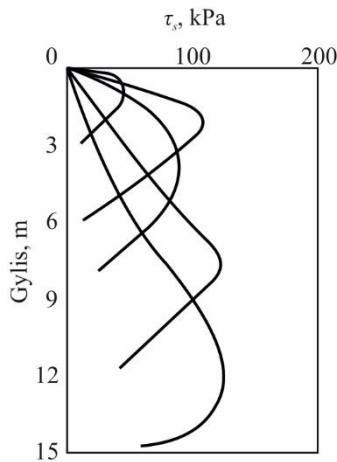
a) elastic phase; b) plastic phase; c) plastic phase (embedded)

1.1.2. Tangentinių įtempių pasiskirstymas polio šoniniame paviršiuje

Skirtingai negu normalinių po padu, tangentinių įtempių pasiskirstymas polio šoniniame paviršiuje buvo tirtas net keletu mokslininkų (Ai, Yue 2009, Foray *et al.* 1989, Klotz, Coop 2001, Randolph *et al.* 1994, Said *et al.* 2009, Sheng *et al.* 2005, Vesic 1975, Zhang *et al.* 2011, Zhang *et al.* 2013). Palyginus minėtų autorių tyrimų rezultatus galima išskirti kelias tipines tangentinių įtempių pasiskirstymo formas (1.2 pav.), tačiau dažniausiai sutinkamos yra eksponentinė (1.2 pav.) ir parabolinė (1.3 pav.). Atlikęs mokslinių tyrimų analizę, kuriuose nagrinėjamas tangentinių įtempių pasiskirstymas, Dijkstra (2009) konstatavo, kad didėjantis gylis, dėl to didėjantys vertikalūs ir horizontalūs įtempiai nuo grunto nuosavo svorio, taip pat didėjantis pagrindo standumas yra pagrindiniai veiksniai nulemiantys eksponentinę tangentinių įtempių pasiskirstymo formą homogeniniuose gruntuose. Dijkstra (2009) taip pat teigia, kad parabolinė įtempių forma gali būti nustatoma tais atvejais, kai dėl veikiančių didelių normalinių įtempių po polio padu pasireiškia smėlio dalelių skilimas į mažesnes frakcijas. Todėl galima daryti išvadą, kad ši pasiskirstymo forma būdingesnė mažesnių dalelių stipri turintiems smėliams (pvz., karbonatiniams).



1.2 pav. Tipinės šlyties įtempių pasiskirstymo formos (Randolph *et al.* 1994)
Fig. 1.2. Typical shapes of shaft friction distribution (Randolph *et al.* 1994)



1.3 pav. Nuo gylio priklausančių šlyties įtempių pasiskirstymo matavimai
naudojant realių matmenų polį (Vesic 1970)
Fig. 1.3. Measurement of shaft friction distribution for increasing depth for field
scale pile (Vesic 1970)

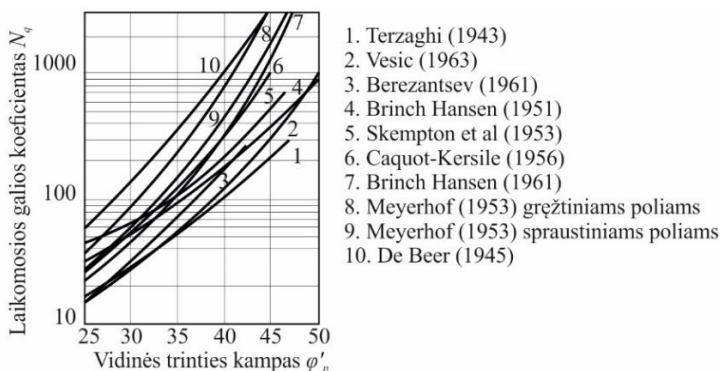
1.1.3. Ribiniai normaliniai įtempiai po spraustinio polio padu

Polių pagrindo laikomąja galia vadinama apkrova F_u kuriai veikiant polio nuosėdis didėja be veikiančios jėgos priaugio. Šią apkrovą sudaro dvi dedamosios: pado $F_{b,u}$ ir šono $F_{s,u}$ laikomosios galios. Praktikoje retai pasitaiko, kad vienu metu būtų pasiektos abi laikomosios galios, nes norint mobilizuoti ribinius įtempius po padu, polio nuosėdis turi pasiekti 5–10 %, kai kuriais atvejais (gręžtinių polių smėliuose) net 20 % pado skersmens D atitinkantį nuosėdį. Tokio dydžio polių nuosėdžiai sukeltų antžeminės statinio dalies konstrukcijų deformacijas viršijančias tinkamumo TRB ir saugos SRB ribinius būvius, dėl to pagrindo laikomąja galia susitarta laikyti polio viršuje veikiančią jėgą nuosėdžiui pasiekus $0,1D$ (Terzaghi 1943, Fleming *et al.* 2009, Viggiani *et al.* 2012, LST EN 1997–1 (2006)). Ribiniais normaliniais įtempiais $\sigma_{b,u}$ vadinami įtempiai veikiantys polio padą nuosėdžiui pasiekus $0,1D$. $\sigma_{b,u}$ gali būti nustatomas atliekant eksperimentinius bandymus (tiesiogiai) (Kelevisius *et al.* 2014, Statkus, Martinkus 2014, Martinkus *et al.* 2013), tačiau tai yra brangus metodas, dėl to kur kas dažniau ribinių pado įtempių prognozavimui taikomi analitiniai arba empiriniai skaičiavimo metodai.

Analitiniai metodai pagrįsti efektyviųjų vertikaliųjų įtempių nuo grunto nuosavo svorio pamato pado lygyje σ'_{vo} ir laikomosios galios koeficiento N_q priklausančio nuo grunto vidinės trinties kampo φ' :

$$\sigma_{b,u} = \sigma'_{vo} N_q \quad (1.2)$$

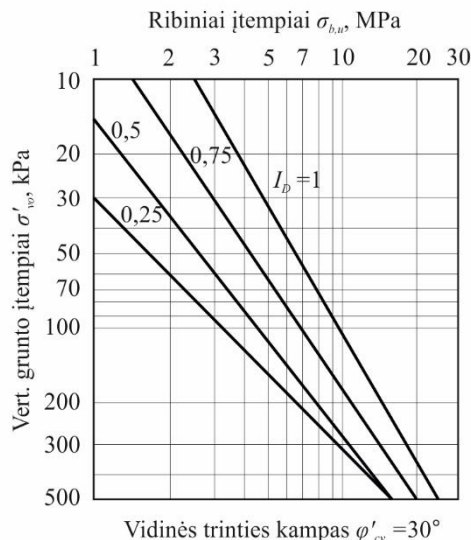
Mokslinėje literatūroje galima rasti ne vieno autoriaus siūlomą priklausomybę tarp N_q ir φ' (Berezantsev *et al.* 1961, Meyerhof 1951, 1953, Terzaghi 1943, Vesic 1967 ir t. t.) (1.4 pav.).



1.4 pav. Laikomosios galios koeficientų N_q ir vidinės trinties kampo φ' priklausomybės pagal skirtingus autorius (Kezdi 1975)

Fig. 1.4. Relation between bearing capacity factor N_q and internal friction angle φ' according different authors (Kezdi 1975)

Iš 1.4 paveikslo matyti, kad taikant tą patį ϕ' gaunamos N_q reikšmės skiriasi iki 10 kartų. Toks tuo metu egzistavusių ribinių įtempimų prognozavimo metodų patikimumas buvo nepakankamas, todėl paskatino mokslininkus giliau pažvelgti į šią problemą. Vesic (1977) atliko išsamų eksperimentinį tyrimą ir nustatė, kad egzistuoja vertikaliųjų įtempimų nuo grunto nuosavo svorio riba $\sigma'_{vo,max}$, kurią viršijus ribiniai įtempimai $\sigma_{b,u}$ tampa pastovūs. Po to kai Bolton (1986) pristatė grunto dilatacijos teoriją, Randolph *et al.* (1994) pasiūlė ribinių įtempimų po padu nustatymo metodą, kuris pagrįstas priklausomybe tarp grunto kritinio būvio vidinės trinties kampo ϕ'_{cs} , vidutinių įtempimų po padu p ir tankumo rodiklio D_r (1.5 pav.).



1.5 pav. Ribinių įtempimų po padu $\sigma_{b,u}$ nustatymo metodas smėliuose pagal (Randolph *et al.* 1994)

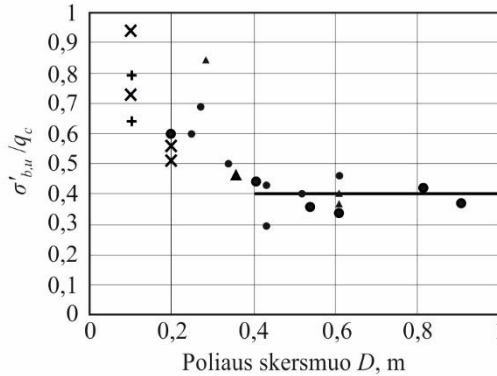
Fig. 1.5. End bearing pressure $\sigma_{b,u}$ in non-cohesive soil (Randolph *et al.* 1994)

Didžioji dalis empirinių ribinių įtempimų $\sigma_{b,u}$ prognozavimo metodų pagrįsti koreliacija su statinio zondavimo (SZB) metu nustatomu kūginio stipriu q_c . Šių metodų patikimumas kur kas didesnis lyginant su analitiniais metodais, o tai lemia akivaizdus statinio zondo panašumas į vertikaliosios apkrovos veikiamą polį. Vis dėlto taikant šio tipo empirinius metodus turi būti įvertinta mastelio įtaką ribiniams įtempimams $\sigma_{b,u}$ (Fleming *et al.* 2009). Mastelio efektas įvertinamas taikant koreliacijos koeficientą α_p (Randolph 2003) (1.6 pav.) ir / arba specialią kūginio stiprio q_c vidurkinimo techniką (pavyzdžiui Olandų metodą (angl. *Dutch method*))

(Schmertmann 1978)) (1.7 pav.). Bendroji empirinių metodų ribinių įtempių išraiška:

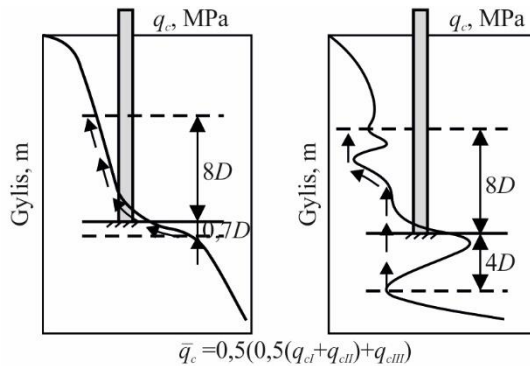
$$\sigma_{b,u} = \alpha_p \bar{q}_c, \quad (1.3)$$

čia $\bar{q}_c$ – vidutinis kūginis stipris apskaičiuotas taikant tam tikrą metodiką ir tam tikrame intervale.



1.6 pav. Mastelio įtaka ribiniams įtempiams $\sigma_{b,u}$ po spraustinio polio padu (Randolph 2003)

Fig. 1.6. Scale effect for end bearing resistance of driven piles (Randolph 2003)



1.7 pav. Kūginio stiprio q_c vidurkinimo technika (Olandų metodas (angl. *Dutch method*)) taikoma mastelio įtakos ribiniams įtempiams $\sigma_{b,u}$ nustatymui (Schmertmann 1978)

Fig. 1.7. Averaging technic of cone resistance q_c using Dutch method for taking into account the scale effect for end bearing stress $\sigma_{b,u}$ (Schmertmann 1978)

Europoje, taip pat ir Lietuvoje galiojantis standartas LST EN 1997–2 (2007) rekomenduoja taikyti empirinį metodą (toliau vadinamą NEN 6743-1), pagal kurį α_p koeficientas spraustiniams poliams yra priimtas lygus 1,0. Šiame metode naudojama Olandų (angl. *Dutch*) kūginio stiprio vidurkinimo technika.

Vakarų Australijos universitete Lehane *et al.* (2005) sukurtas metodas UWA-05 pagal kurį α_p koeficientas spraustiniams poliams yra lygus 0,6, naudoja tą pačią kūginio stiprio vidurkinimo techniką kaip ir NEN 6743-1.

ICP-05 metodas sukurtas Karališkajame Londono universitete Jardine *et al.* (2005) skirtingai negu NEN 6743-1 ir UWA-05 naudoja vidutinę kūginio stiprio reikšmę suvidurkintą $\pm 1,5D$ intervale pradedant nuo polio pado lygio. Koreliacijos koeficiento α_p reikšmės varijuoja nuo 0,3 (kai $D \geq 1,0$) iki 1,0 (esant $D = 0,036$ m) ir yra apskaičiuojamas pagal šią lygtį:

$$\alpha_p = \max\left(1 - 0,5 \log \frac{D}{D_{CPT}}; 0,3\right), \quad (1.4)$$

čia D_{CPT} – statinio zondo skersmuo (standartinio zondo lygus 0,036 m).

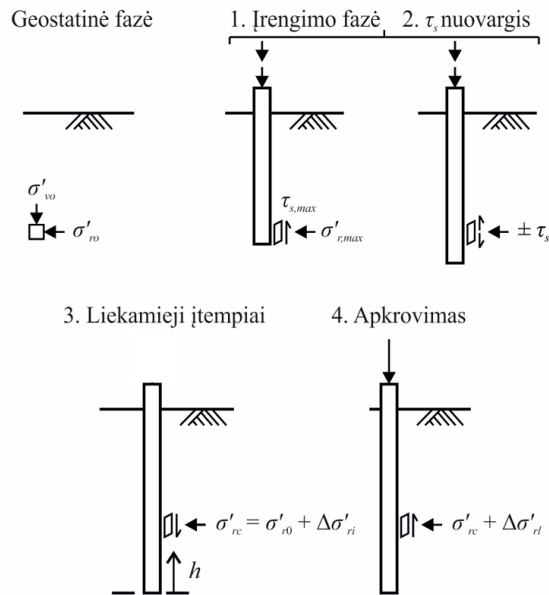
Visi aptarti empiriniai metodai sukurti naudojant modelinius (instrumentuotus) polius, kurių ilgio ir skersmens santykis $L/D \geq 20$. Šiaurės Europoje (tame tarpe ir Lietuvoje) negiliai slūgsantys dispersinių gruntų sluoksniai buvo perkonsoliduoti paskutiniojo ledynmečio laikotarpiu, dėl to pagerėjo jų fizinės ir mechaninės savybės. Šie grunto sluoksniai dažnai pasirenkami įvairių pastatų pamatų (dažniausiai atremtųjų polių) pagrindu. Lietuvoje poliais priimta laikyti pamatus, kurių ilgio ir skersmens santykis $L/D \geq 5$ (Sližytė *et al.* 2012), dėl šios priežasties turi būti atliktas aptartųjų ribinių įtempių $\sigma_{b,u}$ tinkamumo vertinimas.

1.1.4. Ribiniai tangentiniai įtempiai spraustinio polio šoniniame paviršiuje

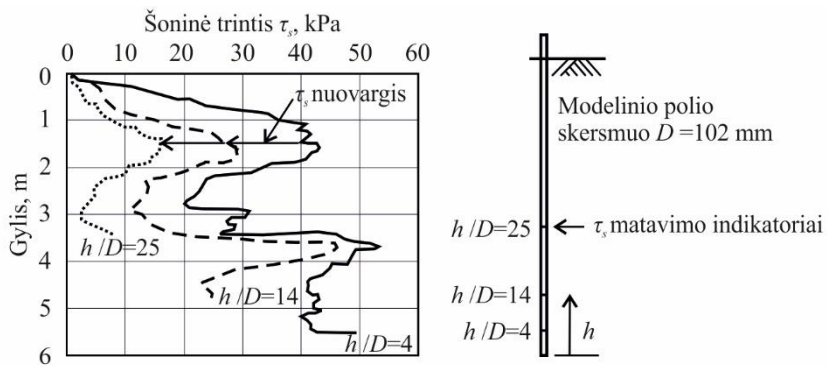
Tam, kad būtų galima lengviau suprasti esminius faktorius darančius įtaką spraustinio polio šono laikomajai galiai $F_{s,u}$ smėliuose, gali būti atliktas polio įrengimo ir apkrovimo metu vykstančių procesų suskirstymas į skirtingas fazes kaip parodyta 1.8 paveiksle.

Pradinio (geostatinio) įtempių būvio pamatų pagrinde nustatymas yra sudėtingas gruntų mechanikos uždavinys. Labiausiai neapibrėžtas šio uždavinio nežinomas yra horizontalieji (radialiniai) įtempiai σ'_{ro} , kurie dažnai susiejami su vertikaliaisiais įtempiais σ'_{vo} taikant rimties slėgio koeficientą K_o :

$$K_o = \sigma'_{vo} / \sigma'_{ro}. \quad (1.5)$$



1.8 pav. Spraustinių polių įrengimo ir apkrovimo fazės smėliuose (White 2005)
Fig. 1.8. Stages of the installation and loading of a driven pile in sand (White 2005)



1.9 pav. Šoninės trinties nuovargis spraustinių polių įrengimo metu (Lehane *et al.* 1993)
Fig. 1.9. Friction fatigue during installation of an instrumented displacement pile (Lehane *et al.* 1993)

Tiriant grunto ir polio šoninio paviršiaus kontakto plokštumoje veikiančius įtempius tame pačiame gylyje (matuojant nuo žemės paviršiaus) polio išspraudimo

metu nustatyta, kad dėl grunto iš po polio pado išstūmimo į šalis reikšmingai padidėja horizontalieji geostatinės stadijos įtempiai σ'_{ro} pasiekdami maksimalią reikšmę $\sigma'_{r,max}$ 1 fazė (1.8 pav.) (Randolph, Gourvenec 2011). Tęsiant spraudimą ir polio padui tolstant nuo nagrinėjamo pjūvio atstumu h radialiniai įtempiai ima mažėti dėl mažėjančios pado įtakos ir pasireiškiančio trinties nuovargio (angl. *friction fatigue*) 2 fazė (1.8 pav.). Spraustinių polių trinties nuovargį eksperimentiškai tyrė Lehane *et al.* (1993), kuris nustatė, kad didėjant h atitinkamai mažėja trintis (tangentiniai įtempiai) šoninio paviršiaus ir grunto kontakto plokštumoje (1.9 pav.). Po to kai polis pasiekia reikiamą išspraudimo gylį ir nuo jo viršaus pašalinama statinė arba dinaminė spraudimo jėga, polis dėl tampriųjų grunto po padu ir pačio polio medžiagos deformacijų pakyla vertikaliai aukštyn (priešinga spraudimui kryptimi), dėl to polio šoniniame paviršiuje mobilizuojami neigiamo ženklo tangentiniai įtempiai, o radialiniai įtempiai tampa lygūs σ'_{ro} ir $\Delta\sigma'_{ri}$ sumai 3 fazė (1.8 pav.). Polio apkrovimo metu 4 fazė (1.8 pav.), nuosėdžiui pasiekus 0,5–2 % polio pado skersmens D , pasireiškia radialinių įtempių prieaugis $\Delta\sigma'_{rl}$ kurį sukelia Puasono efektas (dėl pačio polio medžiagos susispaudimo ir išsiplėtimo skersine kryptimi) (de Nicola, Randolph 1993) ir grunto dilatacijos pasireiškiančios polio šoninio paviršiaus ir grunto kontakto zonoje Lehane *et al.* (1993).

Ribinių tangentinių įtempių mobilizuojamų vertikaliaja jėga apkrauto spraus-
tinio polio šoniniame paviršiuje $\tau_{s,u}$ kanoninė lygtis gali būti užrašyta tokia forma:

$$\tau_{s,u} = (\sigma'_{ro} + \Delta\sigma'_{ri} + \Delta\sigma'_{rl}) \tan \delta_{inter}, \quad (1.6)$$

čia σ'_{ro} – geostatinės fazės horizontalieji (radialiniai) įtempiai grunte; $\Delta\sigma'_{ri}$ – radialinių įtempių prieaugis atsiradęs dėl polio išspraudimo į gruntą; $\Delta\sigma'_{rl}$ – radialinių įtempių prieaugis atsiradęs polio apkrovimo metu; δ_{inter} – polio ir grunto sąveikos trinties koeficientas.

Verta paminėti, jog skirtingai negu ribiniai normaliniai įtempiai po polio padu $\sigma_{b,u}$, ribiniai tangentiniai įtempiai veikiantys polio šoniniame paviršiuje $\tau_{s,u}$ mobilizuojami polio nuosėdžiui pasiekus vos 0,5–2 % polio pado skersmens D .

Ribiniai tangentiniai įtempiai $\tau_{s,u}$ gali būti prognozuojami taikant analitinius, pusiau empirinius ir empirinius metodus. Analitiniai metodai šioje disertacijoje nenagrinėjami dėl mažiausio patikimumo (iš paminėtų metodų tipų). Pusiau empiriniai ir empiriniai metodai dažniausiai pagrįsti koreliacija su kūginiu stipriu q_c . Empiriniai metodai taip pat gali būti pagrįsti koreliacija su šonine trintimi f_s nustatoma atliekant grunto statinio zondavimo bandymą (SZB). Šiuo metu Europoje ir Lietuvoje dažniausiai taikomas empirinis metodas yra NEN 6743-1 (rekomenduojamas pagal LST EN 1997-2 (2007) standartą):

$$\tau_{s,u} = \alpha_s q_{c,z}, \quad (1.7)$$

čia α_s – koreliacijos koeficientas; $q_{c,z}$ – kūginio stiprio reikšmė tam tikrame gylyje.

NEN 6743-1 metode taikomas koreliacijos koeficientas α_s įvertina polių įrengimo technologijos ir grunto tipo įtaką ribiniams tangentiniams įtempiams $\tau_{s,u}$, be aiškos fizinės prasmės, skirtingai negu pusiau empirinis metodas UWA-05 (Lehane *et al.* 2005):

$$\tau_{s,u} = \frac{f}{f_c} (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \tan \delta_{inter}, \quad (1.8)$$

čia $\frac{f}{f_c}$ – koeficientas įvertinantis apkrovos veikimo kryptį (gniuždymui – 1,0, o tempimui – 0,8); σ'_{rc} – horizontalieji (radialiniai) įtempiai po polio išspraudimo (lygūs $\sigma'_{ro} + \Delta\sigma'_{ri}$); $\Delta\sigma'_{rd}$ – radialinių įtempių prieaugis dėl grunto dilatacijos kontakto plokštumoje.

Taikant UWA-05 metodą horizontalieji (radialiniai) įtempiai po polio išspraudimo σ'_{rc} apskaičiuojami pagal lygtį:

$$\sigma'_{rc} = 0,03 q_{c,z} \left[\max \left(\frac{h}{D}; 2 \right) \right]^{-0,5}, \quad (1.9)$$

Taikant UWA-05 metodą horizontaliųjų (radialinių) įtempių prieaugis dėl grunto dilatacijos $\Delta\sigma'_{rd}$ apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$\Delta\sigma'_{rd} = 4G \frac{\Delta r}{D}, \quad (1.10)$$

čia G – grunto šlyties modulis; Δr – poslinkis dėl grunto dilatacijos kontakto plokštumoje (lygus 0,02 mm lengvai surūdijusiems metaliniams poliams).

Taikant kitą pusiau empirinį metodą ICP-05 (Jardine *et al.* 2005) ribiniai tangentiniai įtempiai $\tau_{s,u}$ gniuždomo polio atveju apskaičiuojami pagal tą pačią priklausomybę kaip ir UWA-05 metode (1.8), skiriasi tik horizontaliųjų (radialinių) įtempių po polio išspraudimo σ'_{rc} nustatymas:

$$\sigma'_{rc} = 0,029 q_{c,z} \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0,13} \left[\max \left(\frac{h}{0,5D}; 8 \right) \right]^{-0,38}, \quad (1.11)$$

čia p_a – atmosferinis slėgis (lygus 100kPa).

ICP-05 ir UWA-05 metodai įvertina tokius efektus kaip apkrovimo tipas (tempimas / gniuždymas), trinties nuovargis, ribinių tangentinių įtempių padidėjimas dėl dilatacijos ir kontakto trinties koeficiento priklausomybė nuo polio paviršiaus šiurkštumo. Minėti metodai neįvertina ciklinio apkrovimo bei laiko įtakos ribiniams tangentiniams įtempiams $\tau_{s,u}$.

1.2. Polių grupių ir grunto sąveika

Nagrinėjant polių grupių ir grunto sąveikos uždavinį turi būti atkreiptas ypatingas dėmesys į pagrindo nuosėdžių ir laikomosios galios vertinimą. Skirtingai negu atskirojo (izoliuoto) polio atveju polių grupėse egzistuoja ne tik sąveika polis-gruntas, bet ir sąveika polis-gruntas-polis.

1.2.1. Polių grupių pagrindo laikomoji galia

Pirminis polių grupių pagrindo laikomosios galios $F_{u,g}$ suvokimas buvo pagrįstas empiriniu ryšiu tarp atskirojo (izoliuoto) polio ir polių grupės pagrindų laikomųjų galių, o šiam ryšiui nusakyti taikytas empirinis koeficientas η :

$$F_{u,g} = \eta F_u n, \quad (1.12)$$

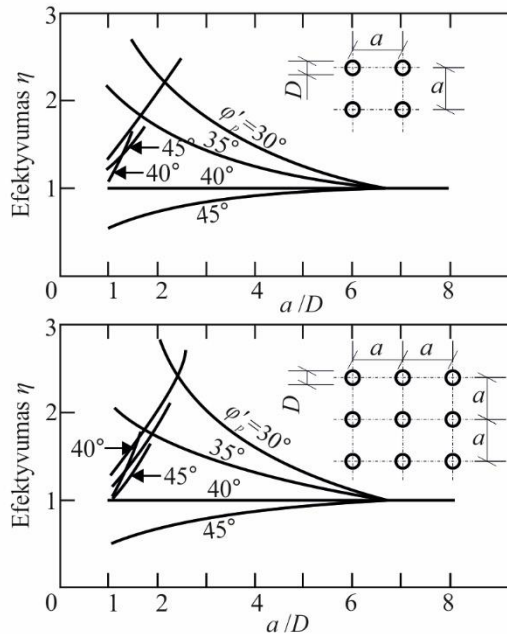
čia n – polių skaičius grupėje.

Vieną pirmųjų mokslinių tyrimų šioje srityje pristatė Kishida (1964), kuris nustatė, kad empirinis koeficientas η priklauso nuo atstumo tarp polių centrų a ir polių skersmens D santykio (a/D), taip pat nuo polių grupės planinės konfigūracijos ir pikinio grunto vidinės trinties kampo φ'_p (1.10 pav.). Pagal Kishida (1964) metodą empirinis koeficientas η polių grupėms kurių a/D lygus 2 kinta nuo 0,8 iki 2,5. Didesnioji reikšmė siūloma smėliams, kurių pikinis vidinės trinties kampas φ'_p lygus 30° , o mažesnioji kai φ'_p lygus 45° . Santykiniam atstumui tarp polių a/D pasiekus 6,5 koeficientas η tampa lygus 1,0 ir nebe priklauso nuo φ'_p .

Kiek vėliau Vesic (1968) atlikęs eksperimentinį tyrimą naudodamas modelinius polius smėliuose nustatė, kad grupės efektyvumas pasireiškia išskirtinai tik šono laikomajai galiai:

$$F_{u,g} = (\eta F_{s,u} + F_{b,u}) n. \quad (1.13)$$

Pagal Vesic (1968) tyrimo duomenis didžiausias eksperimentiškai nustatytas koeficientas η buvo lygus 3, kai a/D atitinkamai buvo lygus 6 (1.11 pav.).

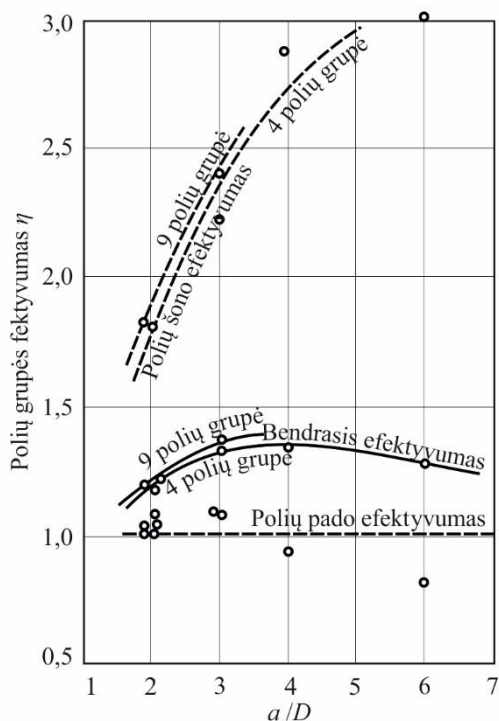


1.10 pav. Polių grupių efektyvumas smėliuose (Kishida 1964)

Fig. 1.10. Pile group efficiency in sand (Kishida 1964)

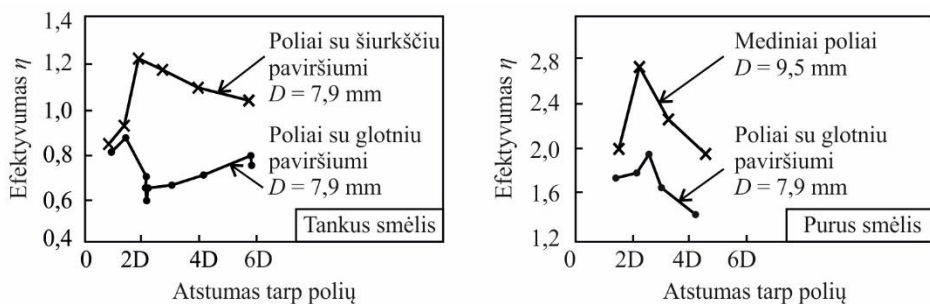
Po keleto metų Tejchman (1973) pristatė didelės apimties eksperimentinį tyrimą atliktą laboratorinėmis sąlygomis, kurio metu tyrė įvairių konfigūracijų polių grupes įrengtas puriuose ir tankiuose smėliuose. Apdorojus tyrimų duomenis Tejchman (1973) nustatė, kad eksperimentiškai nustatytas koeficientas η buvo > 1 visais atvejais, taip pat nustatė, kad mažėjant santykiui a/D didėja koeficientas η .

Broms (1981) taip pat atliko polių grupių laikomųjų galių tyrimus puriuose ir tankiuose smėliuose naudodamas mažo mastelio polius pagamintus iš skirtingų medžiagų ir su skirtingu paviršiaus šiurkštumu. Broms (1981) nustatė, kad didesnės grupės laikomosios galios efektyvumas pasireiškė naudojant šiurkštaus paviršiaus polius puriuose smėliuose (1.12 pav.). Broms (1981) taip pat nustatė, kad glotnaus paviršiaus polių grupių įrengtų tankiuose smėliuose laikomoji galia didėja didėjant santykiui a/D .



1.11 pav. Polių grupių efektyvumas smėliuose (Vesic 1968)

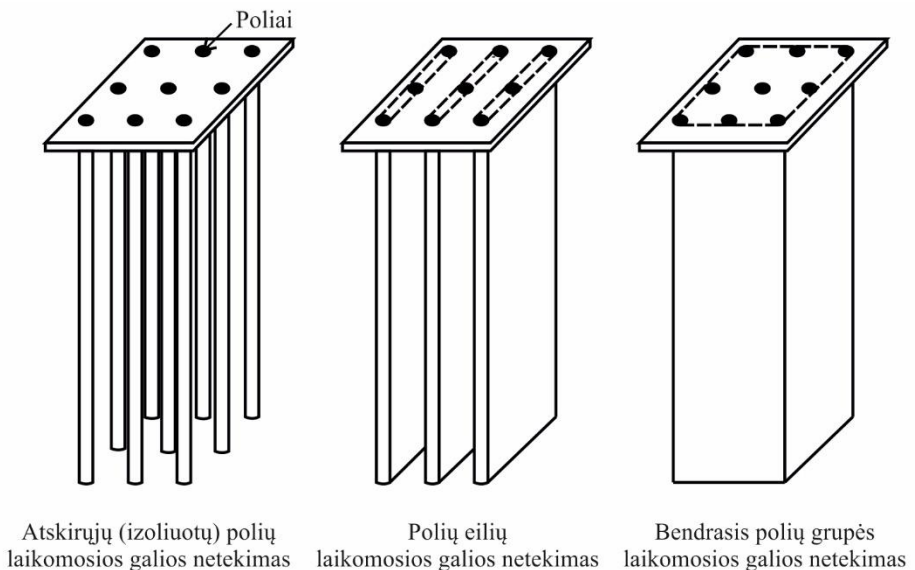
Fig. 1.11. Pile group efficiency in sand (Vesic 1968)



1.12 pav. Polių grupių efektyvumas smėliuose (Broms 1981)

Fig. 1.12. Pile group efficiency in sand (Broms 1981)

Palyginus Kishida (1964), Vesic (1968), Tejchman (1973) ir Broms (1981) tyrimų rezultatus matyti, kad empirinio laikomosios galios efektyvumo koeficiento η reikšmių netolydumas yra žymus, dėl to jo taikymas praktikoje tapo diskutuotinas. Ši priežastis davė pradžią naujos polių grupių laikomosios galios efektyvumo teorijos sukūrimui, kurios pagrindinė idėja polių laikyti kaip tam tikrą grunto masyvą armuojančius elementus, kuriame suirimas įmanomas atskirojo (izoliuoto) polio pagrindo, viso arba dalies grunto bloko kartu su poliais (1.13 pav.) (Fleming *et al.* 2009). Grupių sudarytų iš daug ilgų liaunų polių pagrindas labiau linkęs suirti kaip blokas nei grupių sudarytų iš trumpų retai išdėstytų polių. Taip pat polių grupių pagrindo suirimas (kaip bloko) pasireiškia moliniuose gruntuose (Fleming *et al.* 2009).



1.13 pav. Polių grupių pagrindo suirimo atvejai (Fleming *et al.* 2009)

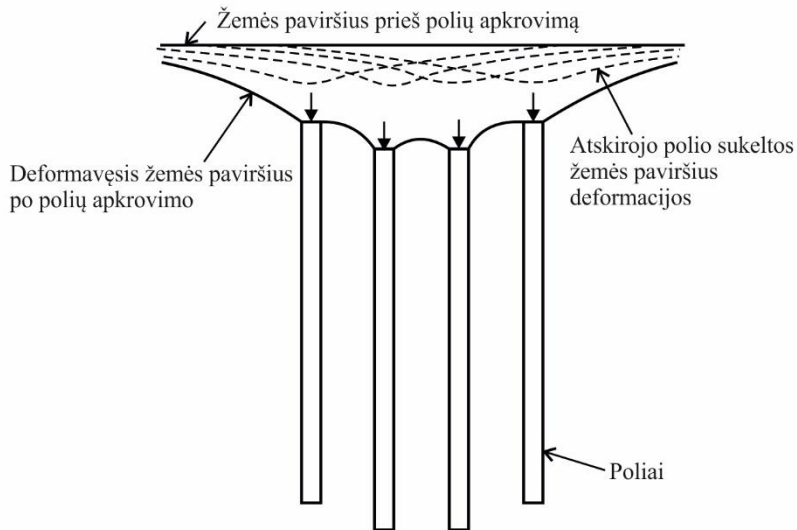
Fig. 1.13. Pile group failure cases (Fleming *et al.* 2009)

1.2.2. Polių grupių pagrindo nuosėdžiai

Pagal Terzaghi (1943), Fleming *et al.* (2009) ir kt. autorius polių grupės pagrindo nuosėdis yra didesnis nei atskirų polių pagrindo nuosėdžių suma, dėl persidengusių atskirųjų (izoliuotų) polių įtempių zonų. Pirmieji polių grupių pagrindo nuosėdžių prognozavimo metodai buvo pagrįsti sąlyginio pamato (angl. *equivalent raft*) koncepcija (Randolph 2003, Craig 2004), kurios pagrindinė idėja yra polių

Verta paminėti, kad sumavimo metodas, kuris yra dažniausiai taikomas Lietuvoje, taip pat pagrįstas sąlyginio pamato koncepcija (1.15 pav.) (Sližytė *et al.* 2012). Nors šie metodai taikomi iki šių dienų, jie turi keletą reikšmingų trūkumų, todėl kad neįvertina polių įrengimo technologijos, apjungiamojo rostverko standumo, bei polių tarpusavio sąveikos įtakos polių grupės pagrindo nuosėdžiams.

Kitas polių grupių pagrindo nuosėdžių prognozavimo metodas pagrįstas sąveikos koeficientu α , kuriuo išreiškiamas santykinis atskirojo (izoliuoto) polio grupėje pagrindo nuosėdžio padidėjimas dėl greta esančio ir vertikaliaja jėga apkrauto polio sąveikos įtakos (1.16 pav.) (Mylonakis, Gazetas 1998, Randolph, Wroth 1979). Kitaip tariant šiuo metodu galima įvertinti kiekvieno polio grupėje ir grunto sąveikos standį žinant atskirojo polio standį. Tačiau kaip ir sąlyginio pamato taip ir sąveikos koeficiento α koncepcija grindžiamai metodai neįvertina polių įrengimo technologijos, bei apjungiamojo rostverko standumo įtakų.



1.16 pav. Polių pagrindo nuosėdžiai grupėje dėl gretimų polių sąveikos įtakos (Randolph, Wroth 1979)

Fig. 1.16. Superposition of settlement profiles for group of piles (Randolph, Wroth 1979)

Dėl aptartųjų metodų trūkumų praktikoje sprendžiant šį kompleksinį gruntų mechanikos uždavinį dažnai taikomi pažangūs sprendimo būdai pagrįsti Baigtinių elementų, Baigtinių skirtumų, ir kt. metodais (Bhasi *et al.* 2010, Comodromos *et al.* 2003, McCabe, Lehane 2006), kurie leidžia įvertinti apjungiamojo rostverko

standumo, bei polių tarpusavio sąveikos įtaką. Verta paminėti, kad technologiskumo įtakos vertinimas sprausitinių polių grupių pagrindo nuosėdžiams net ir taitkant skaitinius metodus kol kas yra neišspręstas grntų mechanikos uždavinys.

1.3. Pastatų ir pagrindo sąveika

Mokslininkai atlieka nemažai eksperimentinių ir skaitinių tyrimų siekiant ištirti polių-grunto, bei polių-grunto-polių sąveiką esant tam tikrai inžineriniai geologiniai situacijai, taip pat ištirti šios sąveikos įtaką antžeminės statinių dalies konstrukcijų įrašoms ir deformacijoms. Pastarasis uždavinys geotechnikoje vadinamas pastato ir pagrindo sąveika (PPS). Nors šiuolaikinė skaičiavimo technika leidžia nesunkiai išspręsti PPS uždavinius, praktikoje ši analizė atliekama išskirtinai sudėtingiems pastatams, o Lietuvoje paprastai neatliekama net ir jiems.

Atlikus mokslinės literatūros analizę aptikti keli tyrimai, kuriuose eksperimentiškai ir skaitiškai tiriama PPS. Išsamus skaitinis tyrimas atliktas nagrinėjant erdvinę rėminę strypinę konstrukciją, kurios savojo svorio ir kitų poveikių sukeliamos jėgos pagrindui perduodamos per polių grupes įrengtas sankibiuose gruntuose (Chore *et al.* 2010). Atlikę skaitinę analizę Chore *et al.* (2010) konstatavo, kad vertinant PPS ženkliai padidėja konstrukcijos įrašos ir deformacijos. Kitas autorius Rasal *et al.* (2010) pristatė analogiškos konstrukcinės schemos skaitinės analizės rezultatus, kuriuose buvo matyti, kad vertinant PPS išaugo pastato viršutinio aukšto horizontalūs poslinkiai, kurie viršijo tinkamumo ribinio būvio (TRB) sąlygas. Khare ir Chore (2010) atlikę panašios konstrukcinės schemos PPS analizę gavo analogiškus rezultatus kaip ir Chore *et al.* (2010), bei Rasal *et al.* (2010). Dode *et al.* (2014) atliko vieno aukšto daugianavių rėmų su kolonų atramomis (polių grupėmis) sudarytomis iš skirtingo skaičiaus polių skaitinę PPS analizę. Autorius nustatė kolonos viršaus horizontaliųjų poslinkių, bei ties pamatu koloną veikiančių momentų padidėjimą viršijantį tinkamumo (TRB) ir saugos (SRB) ribinių būvių sąlygas, be to polių konfigūraciją įvardijo kaip reikšmingą veiksnį darantį įtaką kolonų įrašoms ir deformacijoms. Reddy, Rao (2011, 2012) eksperimentiškai ir skaitiškai tyrė vienanavio rėmo ir grnto sąveiką. Autorius nustatė iki 100 % kolonų lenkimo momentų pokyčius ir iki 50 % kolonos ir polių rostverko jungties posūkio padidėjimą, be to konstatavo, kad PPS analizė turi būti atliekama projektuojant vieno aukšto rėminės ryšinės konstrukcinės schemos pastatus.

Mokslinėje literatūroje nepavyko rasti tyrimų, kurių metu būtų tirta technologiskumo įtaką polis-grntas-polis taip pat visuminei pastato ir pagrindo sąveikai.

1.4. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždavinių formulavimas

Atlikus disertacijoje tiriamos problemos kitų autorių eksperimentinių ir skaitinių tyrimų analizę galima padaryti tokias išvadas:

1. Išanalizavus mokslinę literatūrą nepavyko rasti eksperimentinių tyrimų, kuriuose būtų tirtas normalinių įtempių pasiskirstymas po spraustinio polio padu.
2. Mokslo tyrimuose dažniausiai sutinkamos tangentinių įtempių pasiskirstymo formos polio šoniniame paviršiuje yra parabolinė ir eksponentinė. Mokslinėje literatūroje nepavyko rasti eksperimentinių tyrimų, kuriuose būtų tirta normalinių įtempių įtaka tangentinių įtempių pasiskirstymui.
3. Išanalizuoti empiriniai metodai sukurti naudojant modelinius (instrumentuotus) polius, kurių ilgio ir skersmens santykis $L/D \geq 20$. Lietuvoje poliais priimta laikyti pamatus, kurių ilgio ir skersmens santykis $L/D \geq 5$, dėl šios priežasties turėtų būti atliktas aptartųjų ribinių įtempių prognozavimo metodų tinkamumo vertinimas.
4. Technologiškumo įtakos vertinimas spraustinių polių grupių pagrindo nuosėdžiams ir ribiniams įtempiams kol kas yra neišspręstas gruntų mechanikos uždavinys.
5. Atlikus mokslinių tyrimų analizę nustatyta, kad iki šiol nebuvo tirta technologiškumo įtaką polis-gruntas-polis taip pat visuminei pastato ir pagrindo sąveikai.

Atlikus ankstesnių tyrimų analizę, disertacijos tikslui pasiekti suformuluoti šie uždaviniai:

1. Sukurti realių matmenų modelinį spraustinį polį, kuriuo būtų galima išmatuoti grunto ir polio sąveikos sukeltus įtempius, taip pat paruošti dirbtinio tankaus smėlio pagrindą ir nustatyti jo pagrindines fizines ir mechanines savybes.
2. Atlikus atskirųjų polių, atskirųjų polių po gretimųjų įspraudimo ir skirtingų parametrų polių grupių pagrindo statinės jėgos bandymus, taip pat išmatavus grunte veikiančių radialinių įtempių ir grunto poslinkių pokyčius, nustatyti technologiškumo įtaką polių tarpusavio sąveikai grupėje.

3. Sukurti atskirojo trumpo spraustinio polio pagrindo bandymų statine apkrova modeliavimo koncepciją, sudaryti skaitinį atskirojo spraustinio polio ir pagrindo sistemos modelį, taikant baigtinių elementų metodą. Patikrinti eksperimentinių ir skaitinių tyrimų rezultatų atitikimą, atlikti jautrumo analizę ir nustatyti svarbiausius parametrus darančius įtaką mechaninei spraustinio polio ir pagrindo sąveikos elgsenai.
4. Atlikti variacinį statinio, polių grupių ir pagrindo sąveikos modeliavimą taikant BEM ir nustatyti technologiškumo įtaką polio-grunto-polio bei bendrai pastato ir pagrindo sąveikai. Pasiūlyti metodą leidžiantį įvertinti technologiškumo įtaką polio-grunto-polio sąveikai.

Eksperimentiniai spraustinių polių smėlinio pagrindo įtempių-deformacijų būvio tyrimai

Šiame skyriuje pateikiamos atskirųjų spraustinių polių ir polių grupių dirbtinio pagrindo paruošimo ir bandymų statinė apkrova metodikos. Pristatomos specialiai šiam tyrimui sukurto realių matmenų modelinio spraustinio polio, kuriuo galima išmatuoti grunto ir polio sąveikos sukeltus įtempius, konstrukcija ir geometrinės charakteristikos. Pateikiamos dirbtinio pagrindo fizinės ir mechaninės savybės nustatytos taikant laboratorinius (24 tiesioginio kirpimo bandymus, 3 odometro, 3 stabilometro ir kt.) ir lauko (204 dinaminiais plokštės bandymais (DPB) ir 12 statinio zondavimo bandymų (SZB)) tyrimo metodus. Pateikiami, išanalizuojami ir sugretinami 2 atskirųjų polių, 16 atskirųjų polių po gretimųjų įspraudimo ir 4 polių grupių (skirtingu atstumu tarp polių centrų) pagrindo bandymų statinė apkrova rezultatai.

Skyriaus tematika paskelbtos 6 autoriaus publikacijos (Statkus, Martinkus 2013a, Statkus, Martinkus 2013b, Martinkus *et al.* 2013, Martinkus *et al.* 2014, Statkus, Martinkus 2014, Tumosa, Martinkus 2016).

2.1. Bandymų metodika

Visi eksperimentai pristatomi šiame skyriuje buvo atlikti Vilniaus Gedimino technikos universiteto Geotechnikos mokslo laboratorijoje esančioje dirbtinai suformuoto pamatų pagrindo (grunto) dėžėje $5 \times 7 \times 4,5$ m (2.1 pav.). Pagrindo ir grunto fizinės ir mechaninės savybės tirtos naudojant Geotechnikos mokslo laboratorijos, bei Civilinės inžinerijos mokslo centro Lauko eksperimentinių tyrimų ir Gruntų fizinių ir mechaninių savybių laboratorijų įrangą ir infrastruktūrą.



2.1 pav. Dirbtinai suformuoto pamatų pagrindo dėžė ir tyrimams naudotos įrangos schema

Fig. 2.1. The scheme of the artificial soil box and equipment used for the research

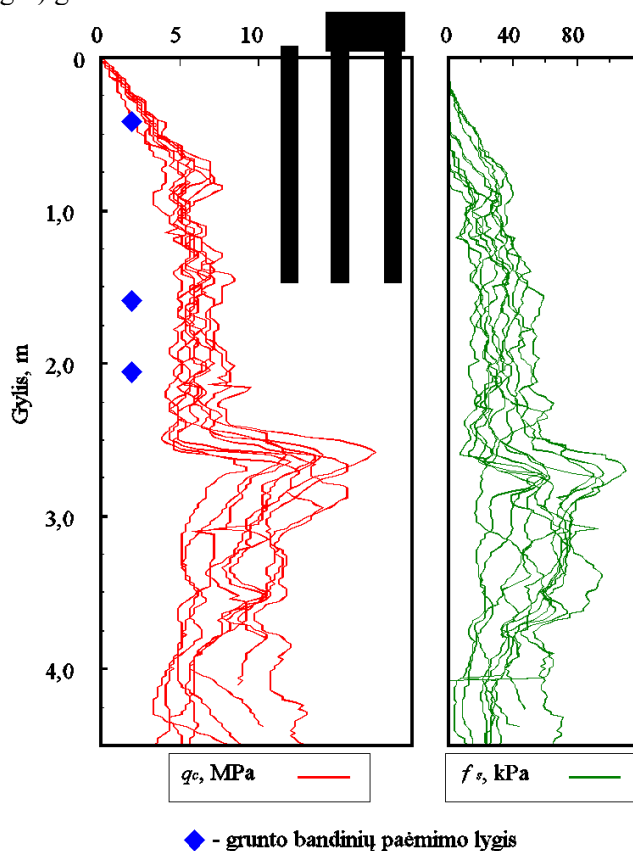
2.1.1. Pagrindo (grunto) paruošimas

Purus, nevienodų fizinių ir mechaninių savybių grunto sluoksnis buvo iškastas ir laikinai sandėliuojamas laboratorijoje (2.1 pav.). Naujai formuojamo dirbtinio pagrindo sluoksnio storis (2,5 m) parinktas darant prielaidą, kad polių pagrindo deformacijų zonos gylis yra nedidesnis kaip 5 polio skersmenys matuojant nuo polio pado lygio. Ši prielaida pagrįsta empiriniais ir analitiniais polio pagrindo laikomosios galios ir nuosėdžių skaičiavimo metodais, kuriuose polių pagrindo deformacijų zona yra lygi $1-5D$ (Schmertmann 1978, Lehane *et al.* 2005, Jardine *et al.* 2005, LST EN 1997-2:2007, Fleming *et al.* 2009, Sližytė *et al.* 2012). Atlikus bandomąjį grunto tankinimą naudojant 65 kg svorio, $0,61 \times 0,9$ m matmenų vibruojančią plokštę buvo nustatytas optimalus 0,15 m sluoksnio storis, kurį geba sutankinti naudotas tankinimo prietaisas. Kiekvienas naujai užpiltas ir išlygintas grunto sluoksnis prieš tankinimą buvo drėkinamas vandeniu siekiant pagerinti grunto tankėjimo procesą. 2,5 m storio dirbtinio pagrindo sluoksniui paruošti iš

viso reikėjo supilti ir sutankinti 17 smėlio sluoksnių. Sutankinimo kontrolė buvo vykdoma naudojant dinaminės plokštės bandymus (DPB). Kiekvienam naujai supiltam ir sutankintam smėlio sluoksniui atlikti 12, o visam dirbtiniam pagrindui 204 dinaminės plokštės bandymai. Tyrimų taškai vienas nuo kito nutolę 1,5 m, o nuo dirbtinio pagrindo dėžės sienos 1,0 m atstumu. Sutankinimo vienodumo kriterijumi pasirinktas deformacijų modulis $E_d = 23 \pm 4$ MPa nustatomas atliekant DPB. Visi DPB atlikti tuose pačiuose tyrimo taškuose kaip ir žemesniojo grunto sluoksniui.

2.1.2. Pagrindo (grunto) laboratoriniai ir lauko tyrimai

Grunto fizinių savybių nustatymui iš trijų skirtingų lygių (2.2 pav.) paimti 9 (po 3 iš kiekvieno lygio) grunto ėminiai.



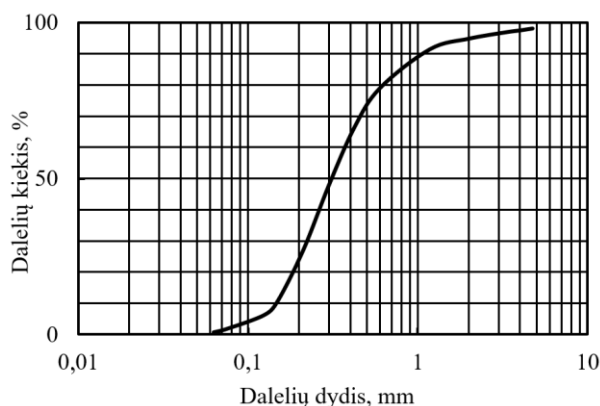
2.2 pav. Statinio zondavimo bandymų duomenys

Fig. 2.2. Cone penetration test data

Nustatytosios fizinės grunto savybės pateikiamos 2.1 lentelėje. Iš kiekvieno lygio grunto ėminiai buvo paimti po sluoksnio drėkinimo ir tankinimo prieš pilant kitą sluoksnį, naudojant 87,4 mm pločio ir 42,1 mm aukščio metalinius žiedus. Atlikus atskirai tam paimtų suardytos struktūros grunto ėminių sijojimo bandymus nustatyta, kad pagrindo gruntas yra vienodos sanklodos vidutinio rupumo smėlis pagal LST EN ISO 14688–1 (2007) (2.3 pav.). Pagal karjero, iš kurio buvo atvežtas gruntas, archyvinę inžinerinių geologinių tyrinėjimų ataskaitą nustatyta, kad smėlyje vyrauja kvarco mineralo dalelės. Visos fizinės savybės nustatytos taikant standartizuotus bandymų metodus (Amšiejus *et al.* 2006, 2014, Skuodis, Tamošiūnas, 2014, Skuodis *et al.* 2013, ASTM D4253 (1993), ASTM D4254 (1991)).

2.1 lentelė. Grunto fizinės ir mechaninės savybės
Table 2.1. Physical and mechanical soil properties

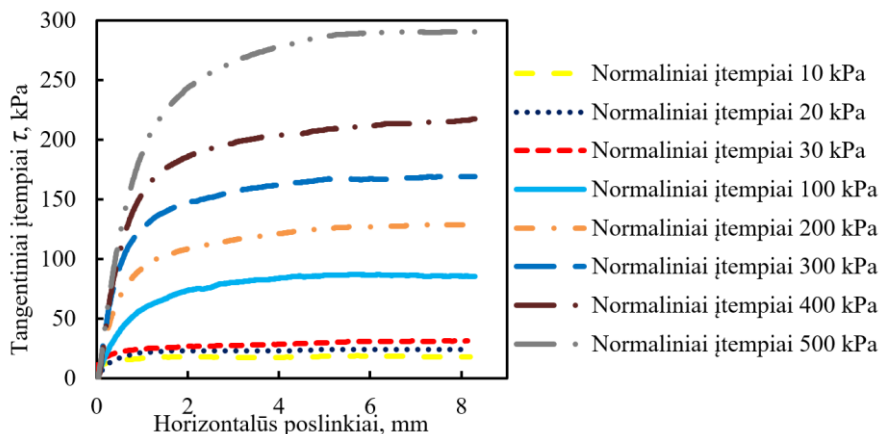
Grunto savybės rodiklis	Dydis	Matavimo vnt.
1	2	3
ρ	1,64	g/cm ³
w	4,38	%
ρ_s	2,65	g/cm ³
d_{50}	0,33	mm
e_0	0,69	–
e_{max}	1,65	–
e_{min}	0,44	–
D_r	0,79	–
φ'_{cs}	30,5	°
φ'_p	30,5–51	°
ψ'_p	0–26	°
c'	0	kPa
C_c	24,62	MPa
$E_{d,m}$	22,90	MPa



2.3 pav. Granulimetrinės sudėties kreivė

Fig. 2.3. Particle size distribution curve

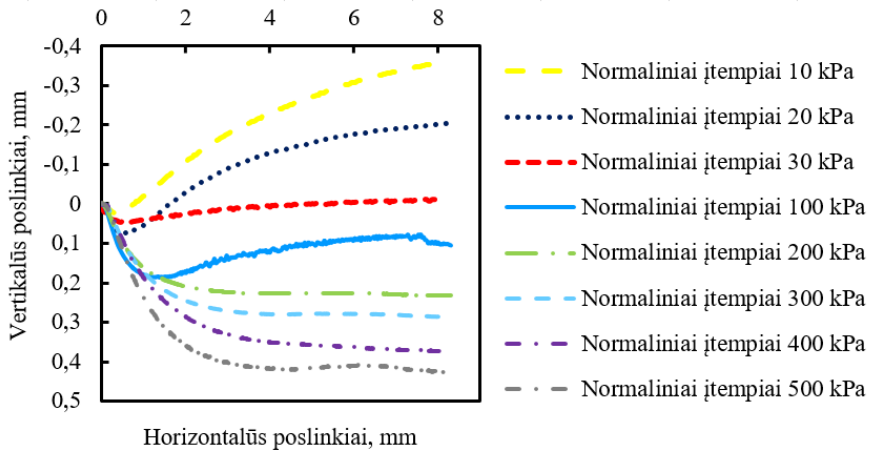
Grunto stiprio savybėms nustatyti atlikti 24 tiesioginio kirpimo bandymai veikiant pastoviai vertikaliam apkrovai (normaliniams įtempimams) bandinio viršuje. Tiesioginio kirpimo bandymų rezultatai pateikti 2.4 ir 2.5 paveiksluose. Bandymų normalinių įtempimų intervalas kito nuo 10 iki 500 kPa, o nustatytų tangentinio įtempimų intervalas nuo 12,35 iki 295 kPa. Visų tiesioginio kirpimo bandymų metu buvo pasiekti 8 mm horizontalus poslinkis.



2.4 pav. Tangentinių įtempimų ir horizontaliųjų poslinkių priklausomybės atliekant kirpimo bandymus prie skirtingų normalinių įtempimų

Fig. 2.4. Shear stress dependency on horizontal displacement under different normal stress

Iš vertikalųjų ir horizontaliųjų poslinkių priklausomybių matyti (2.5 pav.), kad atliekant tiesioginio kirpimo bandymus prie 10–100 kPa normalinių įtempių grunto bandinyje pasireiškė teigiamos tūrinės deformacijos dėl kirpimo plokštumoje įvykusios dilatacijos. Bandymų metu taikant 200–500 kPa normalinius įtempius dilatacija nevyko ir pasireiškė tik neigiamos tūrinės deformacijos grunto bandinyje. Taikant vieną normalinių įtempių reikšmę atlikti trys kirpimo bandymai naudojant suardytos struktūros 71,4 mm skersmens bandinius.



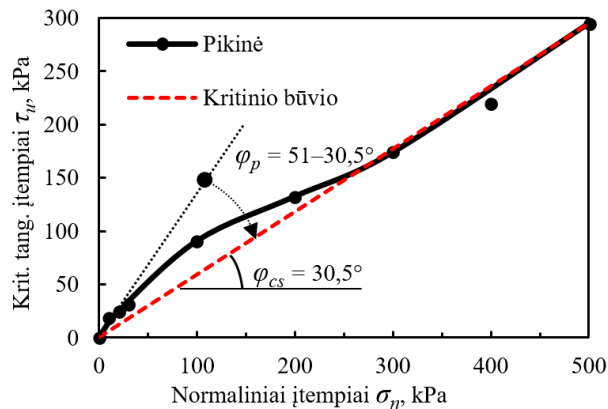
2.5 pav. Vertikalųjų ir horizontaliųjų poslinkių priklausomybės atliekant kirpimo bandymus prie skirtingų normalinių įtempių

Fig. 2.5. Vertical and horizontal displacement dependency under different normal stress

Grunto kritinio vidinės trinties kampo $\varphi'_{cs} = 30,5^\circ$ reikšmė nurodyta 2.1 lentelėje nustatyta iš grunto kritinių tangentinių įtempių gaubtinės vertinant tik taškus kuriuose nepasireiškė neigiamos tūrinės grunto deformacijos (2.6 pav.). Kritinio būvio linija eina per koordinatų pradžios tašką. Dilatacijos kampo intervalas nurodytas 2.1 lentelėje nustatytas taikant priklausomybę tarp pikinio ir kritinio grunto vidinės trinties kampų pasiūlytą Bolton (1986):

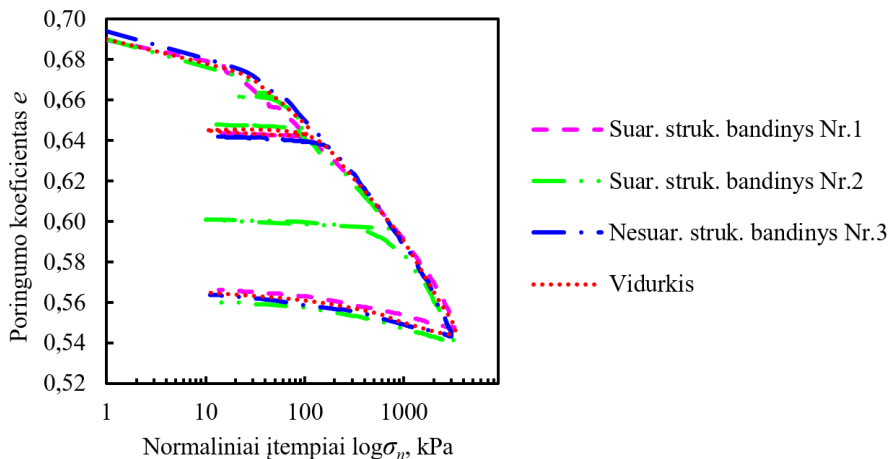
$$\varphi'_p = \varphi'_{cs} + 0,8\psi'_p, \quad (2.1)$$

čia φ'_{cs} – efektyvusis pikinis grunto vidinės trinties kampas; φ'_{cs} – efektyvusis kritinio grunto būvio vidinės trinties kampas; ψ'_p – efektyvusis pikinis grunto dilatacijos kampas.



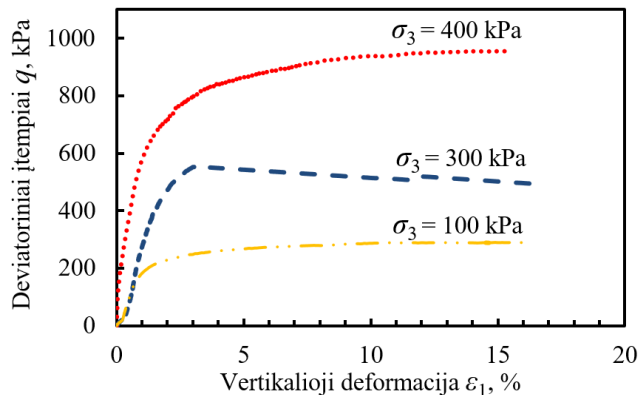
2.6 pav. Kritinių tangentinių įtempių gaubtinė
Fig. 2.6. Shear failure envelope

Siekiant nustatyti grunto spūdumo savybes atlikti bandymai odometru: 2 suardyty ir 1 nesuardyty (paimtas iš dirbtinio pagrindo dėžės) struktūros bandiniams, naudojant 71 mm pločio ir 20 mm aukščio metalinius žiedus (2.7 pav.). Bandymų metu pasiekti didžiausi 3200 kPa normaliniai įtempiai. Nukrovimo ir pakartotinio apkrovimo deformacijų modulio bei spūdumo rodiklio nustatymui, bandinių nukrovimas vykdytas veikiant 100 ir 3200 kPa normaliniams įtempiams.



2.7 pav. Odometro bandymų rezultatai
Fig. 2.7. Odometer test results

Atlikti trys konsoliduotieji drenuotieji bandymai stabilometru prie skirtingų horizontaliųjų įtempių $\sigma_3 = 100\text{--}400$ kPa (2.8 pav.). Bandymų metu pasiekti 250–950 kPa deviatoriniai įtempiai esant 15 % vertikaliajai deformacijai. Bandymai atlikti 38×76 mm suardytos struktūros (4,38 % drėgnio) grunto bandiniams. Stabilometro bandymai atlikti vandeniui neprisotintiems bandiniams, dėl to nebuvo matuoti tūrinių deformacijų pokyčiai.



2.8 pav. Stabilometro bandymų rezultatai

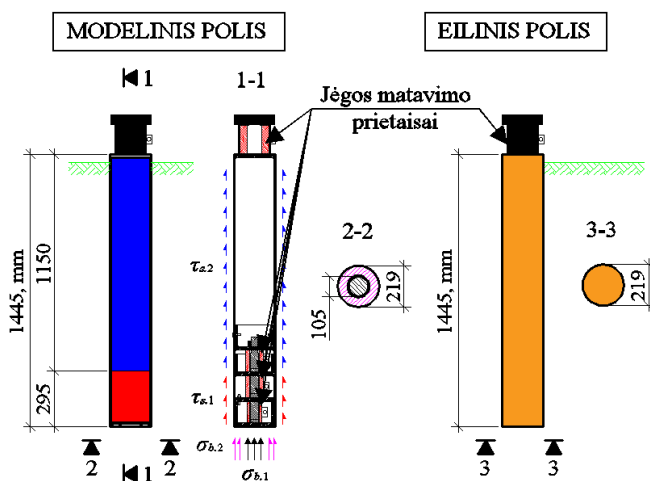
Fig. 2.8. Triaxial test results

Dinaminiai plokštės bandymai (DPB) atlikti naudojant standartinę 0,3 m skersmens plokštę su vertikaliai krintančiu 10 kg svoriu (2.1 pav.). 2.1 lentelėje nurodytas 204 bandymų vidutinis deformacijų modulis $E_{d,m}$.

Statinio zondavimo bandymai (SZB) atlikti naudojant standartinį zondą (smaigalio plotas – 10 cm², smaigalio kampas – 60°), tose pačiose vietose kaip ir DPB. Iš viso atlikta 12 SZB, kurių rezultatai pateikti 2.2 paveiksle.

2.1.3. Modelinio ir eilinių polių konstrukcija

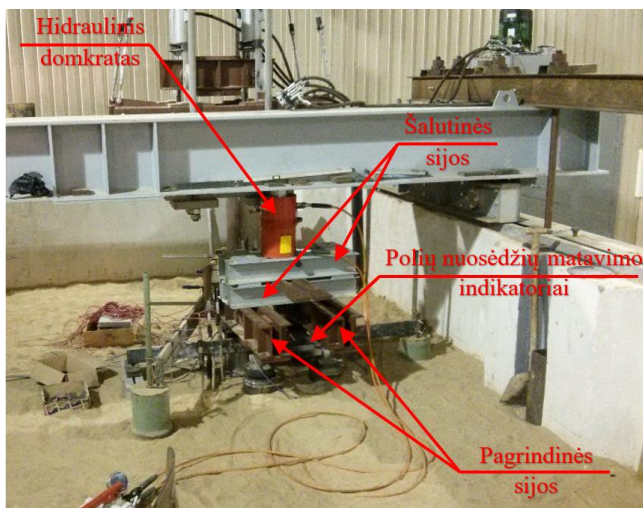
Specialiai šiam tyrimui sukurtas modelinis polis, kuriuo galima išmatuoti grunto ir polio sąveikos sukeltus normalinius įtempius veikiančius polio padą (dviejuose skirtinguose zonose), taip pat tangentinius įtempius veikiančius polio šonus (dviejuose skirtinguose zonose). Modelinio polio konstrukcijos schema pateikta 2.9 paveiksle. Polių grupių bandymams be modelinio taip pat naudoti eiliniai poliai, kuriais galima išmatuoti jų viršuje veikiančią jėgą (apkrovą) (2.9 pav.). Abiejų tipų poliai pagaminti naudojant karštojo valcavimo plieno gaminius (vamzdžius, lakštus ir t. t.) be papildomo paviršių apdorojimo.



2.9 pav. Modelinio ir eilinių polių konstrukcijų schemas

Fig. 2.9. Scheme of model and regular piles

Grupių bandymuose atskirųjų polių apjungimui naudotos tarpusavyje standžiai nesujungtos plieninės sijos (2.10 pav.). Pasisukimo nesuvaržančios jungties tarp polių ir sijų įrengimui naudotos neopreno plokštelės. Pasisukimo nesuvaržanti jungtis tarp hidraulinio domkrato ir sijų įrengta naudojant plieninę sferą.



2.10 pav. Trečiosios polių grupės pagrindo bandymas statine apkrova

Fig. 2.10. Vertical load test of pile group No. 3

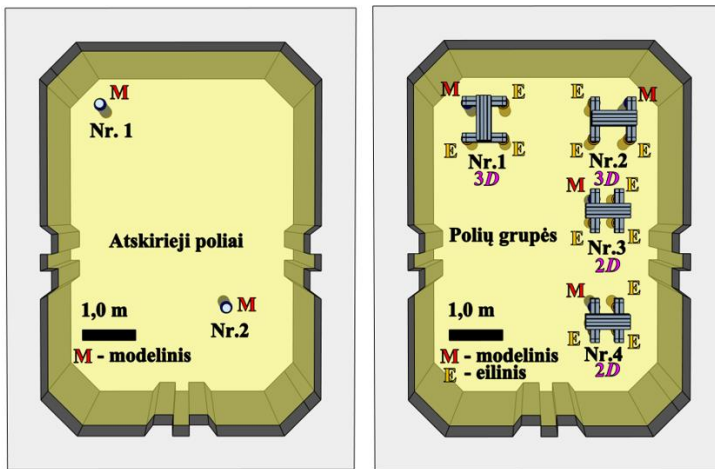
2.1.4. Įspraudimo ir bandymo procedūros

Visi poliai į pagrindą (gruntą) įsprausti naudojant prie bandymo sijų pritvirtintus hidraulinius cilindrus (2.1 pav.), kurie geba polį į gruntą sprauti 5 mm/s greičiu. Įspraudimas vykdytas keliais etapais: polio spraudimas pastoviu greičiu → atpalaidavimas → cilindrų perstūmimas → polio spraudimas pastoviu greičiu → ... → polio spraudimas pastoviu greičiu iki reikiamo gylio. Grupių Nr. 2–4 modelinio polio įspraudimo metu matuota įspraudimo jėga. Atskirųjų polių ir polių grupių išdėstymo schema pateikta 2.11 paveiksle. Polių įspraudimas ir bandymų eiliškumas atliktas pagal 2.11 paveiksle pateiktą schemą:

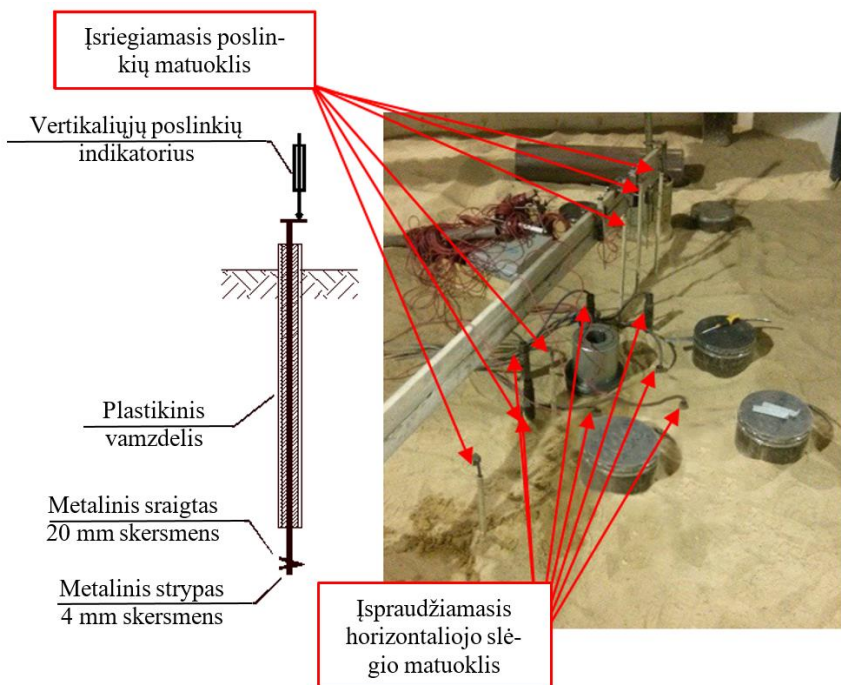
1. Įspraustas ir išbandytas pirmasis atskirasis polis.
2. Įsprausti eiliniai pirmosios grupės poliai (atstumas tarp centrų $a = 3D = 660 \pm 70$ mm) pagal laikrodžio rodyklę. Atlikti statinės apkrovos bandymai pradedant modeliniu poliū, einant pagal laikrodžio rodyklę,
3. Atliktas pirmosios polių grupės statinės apkrovos bandymas.
4. Įspraustas modelinis, po to eiliniai antrosios grupės poliai (atstumas tarp centrų $a = 3D = 660 \pm 40$ mm) prieš laikrodžio rodyklę. Atlikti statinės apkrovos bandymai pradedant modeliniu poliū, einant prieš laikrodžio rodyklę.
5. Atliktas antrosios polių grupės statinės apkrovos bandymas.
6. Įspraustas modelinis, po to eiliniai trečiosios grupės poliai (atstumas tarp centrų $a \approx 2D = 480 \pm 45$ mm) pagal laikrodžio rodyklę. Atlikti statinės apkrovos bandymai pradedant modeliniu poliū, einant pagal laikrodžio rodyklę.
7. Atliktas trečiosios polių grupės statinės apkrovos bandymas.
8. Įspraustas ir išbandytas antrasis atskirasis polis.
9. Įsprausti eiliniai ketvirtosios grupės poliai (atstumas tarp centrų $a \approx 2D = 480 \pm 10$ mm) pagal laikrodžio rodyklę. Atlikti statinės apkrovos bandymai pradedant modeliniu poliū, einant pagal laikrodžio rodyklę.
10. Atliktas ketvirtosios polių grupės statinės apkrovos bandymas.

Atskirųjų polių ir polių grupių statinės apkrovos bandymai atlikti taikant standarte ISO 22477–1 (2005) nurodytą metodiką. Pagrindo suirimo kriterijumi pasirinktas vertikalusis nuosėdis 22 mm (lygus 10 % atskirojo polio skersmens D) LST EN 1997–1 (2006), (Fleming et al. 2009).

Grunto deformacijos polių pagrindo bandymų metu matuotos naudojant įsriegiamuosius poslinkių matuoklius (2.12 pav.). Pagrindo horizontaliųjų įtempių pokyčiai nustatyti naudojant įspraudžiamuosius horizontaliojo slėgio matuoklius (2.12 pav.).



2.11 pav. Atskirųjų polių ir polių grupių išdėstymo schema
Fig. 2.11. Scheme of single piles and pile groups placement

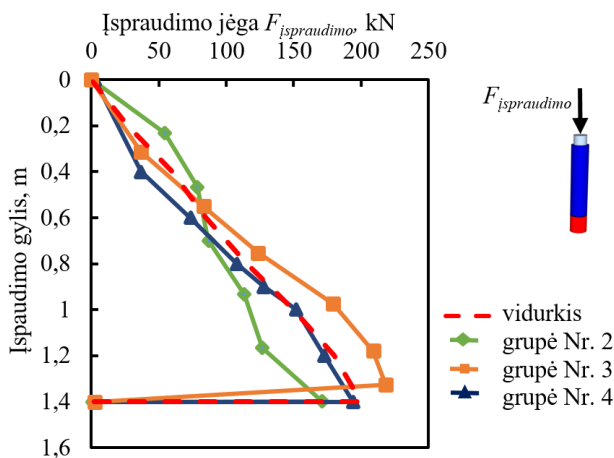


2.12 pav. Grunto poslinkių ir horizontaliųjų įtempių matavimo prietaisai
Fig. 2.12. Radial stresses and vertical displacements measuring equipment

2.2. Eksperimentinių tyrimų rezultatai ir jų analizė

2.2.1. Polių įspraudimas

2–4 modelinių polių įspraudimo jėgos matavimo grupėse rezultatai rodo, kad priklausomybė tarp įspraudimo jėgos ir įspraudimo gylio yra beveik tiesinė (2.13 pav.). Visų bandymų metu didžiausioji įspraudimo jėga veikė polio padui pasiekus 1,4 m gylį, o visų trijų bandymų vidutinė įspraudimo jėga tame gylyje buvo lygi 199 kN. Nustatytoji didžiausioji vidutinė įspraudimo jėga yra 23 % didesnė už atskirųjų polių statinės apkrovos bandymų metu nustatytą vidutinę jėgą poliui nusėdus 22 mm (pasiekus užsiduotąjį pagrindo suirimo kriterijų). Ši jėgos padidėjimą lemia įspraudimo greičio ir pagrindo deformacijų priklausomybė. Kuo didesnis įspraudimo greitis, tuo pagrindas geba atlaikyti didesnius įtempius sukeliamus po polio padu. Šis reiškinys plačiai išanalizuotas eksperimentiniame tyrime pristatytame Al-Mhaidib (2006).



2.13 pav. Polių įspraudimo jėgos matavimo rezultatai

Fig. 2.13. Results of installation load measurement

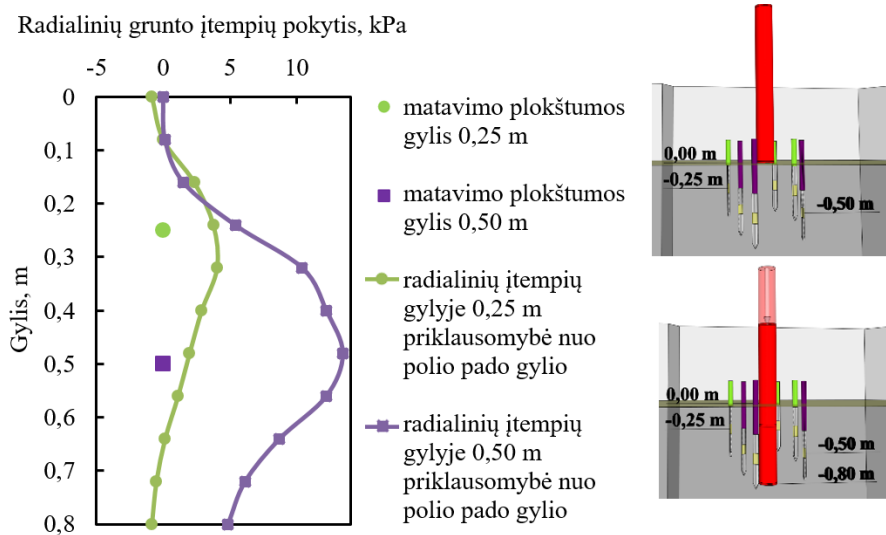
Be įspraudimo jėgos nustatymo, taip pat buvo atlikti radialinių (horizontaliųjų) pagrindo įtempių kitimo matavimai 178 mm skersmens ir 1,6 m ilgio metalinio polio įspraudimo metu. Šie tyrimai atlikti iki dirbtinio pagrindo iškasimo ir naujojo (aprašyto 2.1.1 skirsnyje) paruošimo. Polis buvo įspraudžiamas dviem etapais:

1. Pirmojo etapo metu horizontaliojo slėgio matuokliai (po tris viename lygyje) įsprausti į 0,25 ir 0,5 m gylį, $1,45D = 250 \pm 20$ mm atstumu nuo

polio ašies (2.14 pav.). Po to į gruntą įspraustas polis iki 0,8 m gylio nuskaitant horizontaliojo slėgio matuoklių rodmenis vidutiniškai kas 80 mm.

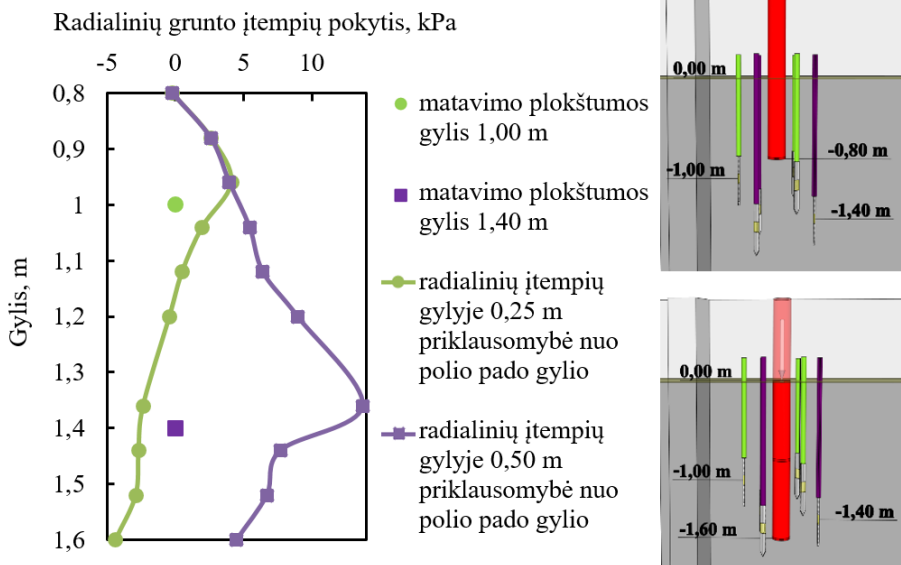
2. Antrojo etapo metu horizontaliojo slėgio matuokliai perstumti į 1,0 ir 1,4 m gylį (2.15 pav.) išlaikant tą patį atstumą tarp polio ašies ir horizontaliojo slėgio matuoklių. Po to į gruntą sprastas polis iki 1,6 m gylio nuskaitant matuoklių rodmenis vidutiniškai kas 80 mm.

Tyrimo rezultatai rodo, kad didžiausi radialiniai įtempiai grunte nuskaityti tuomet, kai polio padas pasiekė horizontaliųjų slėgio matuoklių matavimo plokštumas. Įsraudus polio padą žemiau matavimo plokštumų pasireiškė staigus įtempių sumažėjimas. Matavimo plokštumose įrengtuose 0,25 ir 1,0 m gyliuose užfiksuoti neigiami grunto įtempių pokyčiai sukelti reiškinio vadinamo įtempių nuovargiu (Lehane *et al.* 1993). Pagal tyrimo duomenimis galima teigti, kad įtempiai veikiantys po polio padu daro žymią įtaką radialinių įtempių padidėjimui grunto zonoje esančioje netoli polio pado.



2.14 pav. Pagrindo radialinių įtempių matavimo rezultatai, kai polis buvo spraudžiamas iki 0,8 m gylio

Fig. 2.14. Results of radial stress measurement in the soil mass during pile tip pushing up to 0.8 meter depth



2.15 pav. Pagrindo radialinių įtempių matavimo rezultatai, kai polis buvo spraudžiamas nuo 0,8 iki 1,6 m gylio

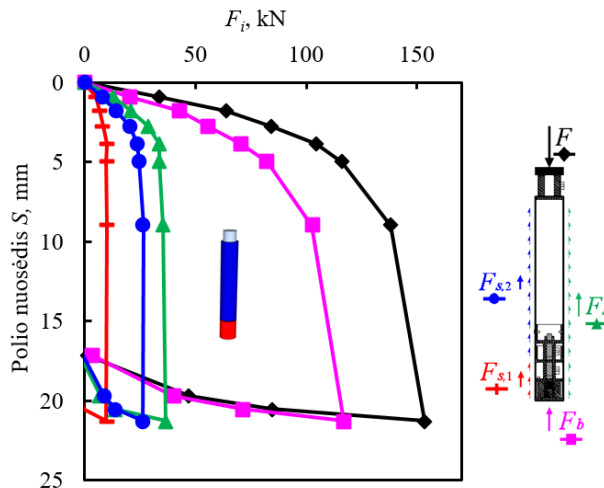
Fig. 2.15. Results of radial stress measurement in the soil mass during pile tip pushing from 0.8 up to 1.6 meter depth

2.2.2. Atskirųjų polių pagrindo bandymų rezultatai

Pagal suvidurkintus 1 ir 2 atskirųjų modelinių polių pagrindo bandymų statinę apkrovą rezultatus nustatyta didžiausioji suminė apkrova $F = 154$ kN poliui nusėdus 22 mm (2.16 pav.). Didžiausioji polio padą veikusi jėga $F_b = 117$ kN (sudarė 76 % suminės apkrovos F) taip pat nustatyta polio nuosėdžiui pasiekus ribinę vertę. Likusią suminės apkrovos F dalį lygę 24 % sudarė polio šonus veikianti jėga $F_s = 37$ kN, kuri visiškai mobilizavosi poliui nusėdus 4 mm. Polio šoninio paviršiaus zonoje esančioje netoli polio pado ir kuri sudaro 30 % viso šoninio paviršiaus veikė jėga lygi 7 % suminės jėgos F , o likusiame šoniniame paviršiuje veikė jėga lygi 17 % jėgos F .

Kaip ir buvo tikėtasi normalinių įtempių pasiskirstymas po polio padu nustatytas netolygus (2.17 pav.). Iki 3 mm (0,015D) polio nuosėdžio didesni normaliniai įtempiai veikė polio pado kraštuose ir priminė gerai žinomą kontaktinių įtempių pasiskirstymo po standžiu pamatu formą vadinama „balnu“. Polio nuosėdžiui pasiekus 3 mm ribą normaliniai įtempiai ties centru viršijo kraštuose veikusius įtempius ir ėmė tolygiai didėti kraštuose veikusių įtempių atžvilgiu. Poliui pasiekus 22 mm nuosėdį pado centre veikė 3800 kPa, o kraštuose 3100 kPa normaliniai

įtempiai. Centre veikę įtempiai nustatyti 17 % didesni už vidutinius ir 23 % didesni už kraštuose veikusius normalinius įtempius. Pagal šio tyrimo metu gautus duomenis nustatyta, kad normalinių įtempių pasiskirstymas po polio padu (smėliuose) yra tolygesnis lyginant juos su įtempių pasiskirstymu po sekliųjų pamatų padu (Murzenko 1965, Rivkin, Gusenitsa 1976, Lazebnik, Smirnov 1965). Nustatytasis reiškinys sukliamas didesnių horizontaliųjų ir vertikalųjų įtempių veikiančių grunto zonoje artimoje polio padui (lyginant su sekliaisiais pamatais), kurie padidina grunto ribinius kerpamuosius to pasėkoje ir normalinius įtempius ties polio kraštais. Šis reiškinys taip pat buvo nustatytas Faber (1933) atliktame tyrime, kuriame buvo tirtas normalinių įtempių pasiskirstymas po standžia plokšte esant skirtingoms priekrovoms sekliojo pamato lygyje.

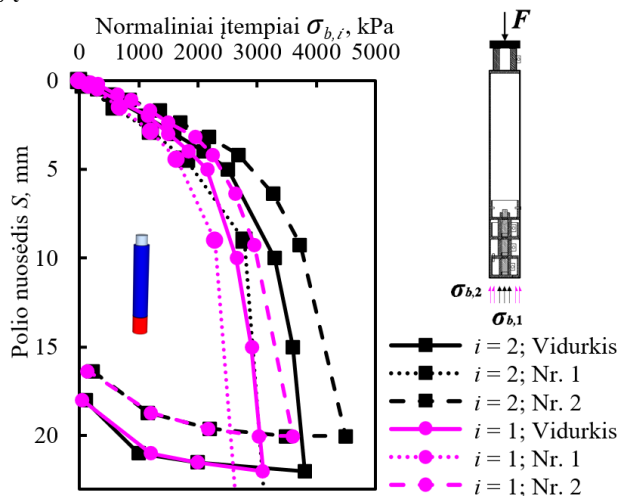


2.16 pav. Suvidurkinti atskirųjų modeliųjų polių pagrindo bandymų statinė apkrova Nr. 1 ir Nr. 2 rezultatai

Fig. 2.16. Averaged vertical load tests of single piles No.1 and No.2

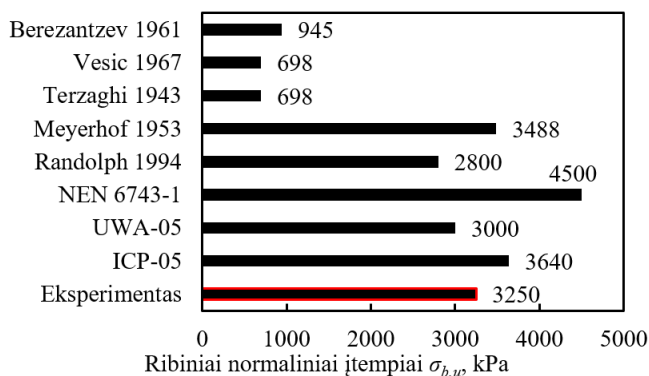
Sugretinus išmatuotus ir apskaičiuotus (taikant skirtingus analitinius metodus aptartus pirmame skyriuje) vidutinius ribinius normalinius įtempius nustatyta, kad Meyerhof (1953) ir Randolph *et al.* (1994) pasiūlytais metodais apskaičiuoti įtempiai nuo išmatuotų skyrėsi atitinkamai +9 ir -10 % (2.18 pav.). Dažnai taikomu praktikoje Berezantzev *et al.* (1961) siūlomu metodu apskaičiuoti ribiniai įtempiai gauti mažesni 330 %. Pagrindo laikomosios galios koeficientų N_q nustatymui taikytas pikinis vidinės trinties kampas $\varphi_p' = 33,65^\circ$ apskaičiuotas pagal Bolton (1986) pasiūlytą metodiką. Vertikalūs įtempiai nuo grunto savojo svorio pamato

pado lygyje priimti $\sigma_{vo}' = 22,5$ kPa. Empiriniais metodais nustatytų ribinių normalinių įtempių reikšmės pateiktos 2.18 paveiksle. Taikant UWA-05 metodą apskaičiuota 7 % mažesnė ribinių įtempių reikšmė, kuri buvo artimiausia eksperimentinei. Turi būti atkreiptas dėmesys į tai, kad skaičiuojant ribinius įtempius po polio padu pagal NEN 6743-1 metodą, kurio taikymas yra rekomenduojamas Lietuvoje pagal LST EN 1997-2:2007, įtempių reikšmė gauta 42 % didesnė už eksperimentu nustatytąją.



2.17 pav. Atskirųjų polių pado normalinių įtempių pasiskirstymas pagrindo bandymų statine apkrova metu

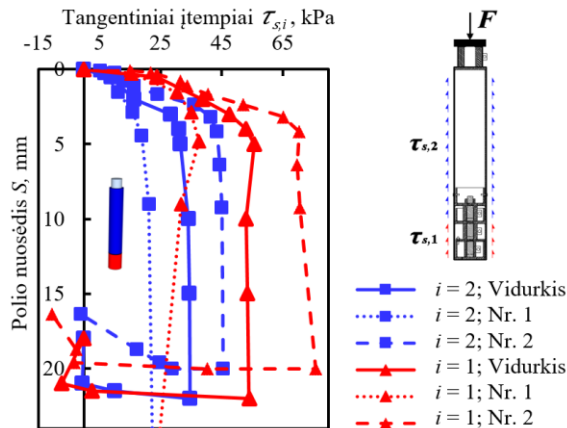
Fig. 2.17. Normal stress evolution during vertical load tests of single piles



2.18 pav. Eksperimentu nustatytųjų ir apskaičiuotųjų taikant skirtingus metodus ribinių normalinių įtempių palyginimas

Fig. 2.18. Predicted and experimentally determined ultimate normal stress

Polio šonuose pagrindo bandymų statinė apkrova metu nustatytas netolygus tangentinių įtempių pasiskirstymas. Viršutinėje polio dalyje veikė tangentiniai įtempiai lygūs 34 kPa, o apatinėje 56 kPa (2.19 pav.). Ribiniai tangentiniai įtempiai visiškai mobilizavosi poliui nusėdus 5 mm (0,02D). Įtempiai ties polio galu sumažėjo iki 53 kPa poliui nusėdus 10 mm ir išliko pastovūs iki tol kol polis pasiekė nuosėdą lygų 0,1D.



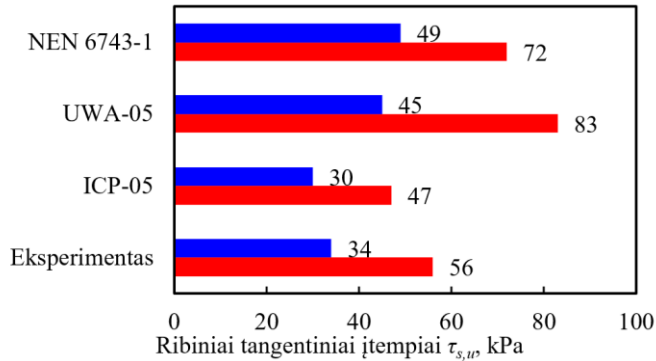
2.19 pav. Atskirųjų polių šono tangentinių įtempių pasiskirstymas pagrindo bandymų statinė apkrova metu

Fig. 2.19. Shear stress evolution during vertical load tests of single piles

Empiriniais metodais aptartais pirmame skyriuje apskaičiuotų ribinių tangentinių įtempių vertės pateiktos 2.20 paveiksle. Sugretinus apskaičiuotus polio šono viršutinę ir apatinę dalis veikusius ribinius tangentinius įtempius nustatyta, kad tiksliausi rezultatai gauti taikant ICP-05 metodą, kurie skyrėsi atitinkamai 16 ir 12 %.

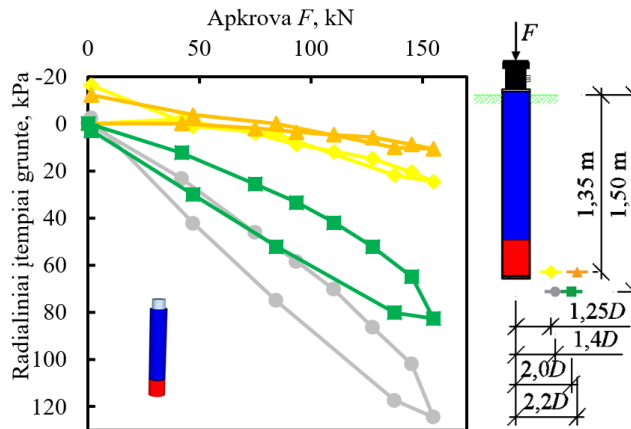
Suvidurkintų radialinių įtempių matavimo rezultatai atskirųjų polių pagrindo bandymų statinė apkrova metu pateikti 2.21 paveiksle. Didžiausieji 125 kPa įtempiai užfiksuoti įspraudžiamųjų horizontaliojo slėgio matuoklių įsprastų į 1,5 m gylį ir 1,4D atstumu nuo polio simetrijos ašies. Kiti tame pačiame gylyje tačiau 2,0D atstumu nuo simetrijos ašies įsprasti matuokliai užfiksavo įtempius lygius 82 kPa. 1,5 m gylyje buvę matuokliai neužfiksavo jokių liekamųjų įtempių, kai polio neveikė statinė apkrova. Matuokliai įsprasti aukščiau polio pado lygio į 1,35 m gylį ir 1,25D atstumu nuo polio centro nuskaitė radialinius įtempius lygius 24 kPa. Tame pačiame gylyje, tačiau 2,2D atstumu buvę matuokliai užfiksavo radialinius įtempius lygius 11 kPa. Turi būti paminėta, kad aukščiau polio pado

įsprausti matuokliai užfiksavo neigiamus -12 ir -16 kPa liekamuosius įtempius po tai, kai nuo polio viršaus buvo pašalinta apkrova F .



2.20 pav. Eksperimentu nustatytųjų ir apskaičiuotųjų taikant skirtingus metodus ribinių tangentinį įtempių palyginimas

Fig. 2.20. Predicted and experimentally determined ultimate shear stress

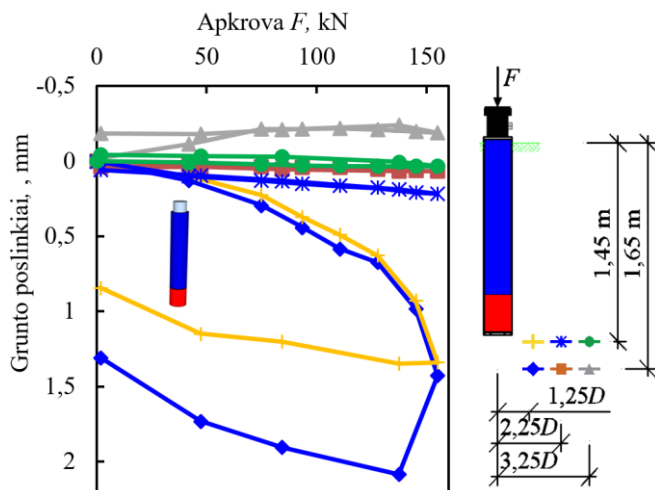


2.21 pav. Grunto radialinių įtempių matavimo rezultatai atskirųjų polių pagrindo bandymų statinė apkrova metu

Fig. 2.21. Radial stress measurements data during vertical load test of single piles

Įsriegiamųjų grunto poslinkių matuoklių rodmenys užfiksuoti atskirųjų polių pagrindo bandymų statinė apkrova metu pateikti 2.22 paveiksle. Didžiausius grunto poslinkius lygius 2 mm užfiksavo matuoklis įsriegtas į 1,65 m gylį, nutolęs

1,25D atstumu nuo polio centro. Grįžtamasis grunto poslinkis (tampriųjų deformacijų riba) tame taške sudarė 0,7 mm (35 %), o negrįžtamasis (plastinių deformacijų riba) 1,3 mm (75 %). Kita didžiausių poslinkių reikšmė lygi 1,3 mm užfiksuota matuokliu įsriegtą 1,45 m gylyje, 1,25D atstumu nuo polio centro. Tame taške grįžtamasis grunto poslinkis sudarė 0,5 mm (38 %), o negrįžtamasis 0,8 mm (62 %). Visi kiti įsriegiamieji matuokliai užfiksavo nežymius grunto poslinkių pokyčius. Pagal šiuos matavimų duomenis nustatyta, kad plastinės pagrindo deformacijos atskirųjų polių pagrindo bandymų statine apkrova metu pasirodė 1,25D, o tampriosios 2,25D atstumu nuo polio centro.



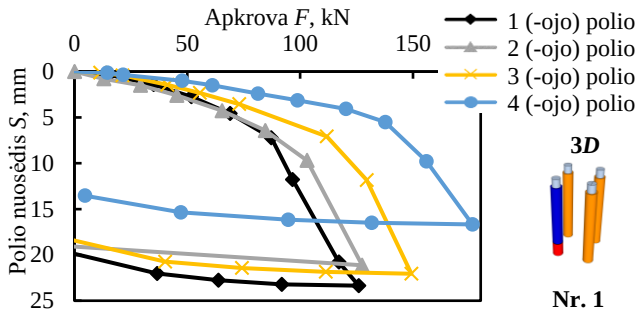
2.22 pav. Grunto poslinkių matavimo rezultatai atskirųjų polių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.22. Soil displacement measurements data during vertical load test of single piles

2.2.3. Atskirųjų polių pagrindo bandymų po gretimųjų įspraudimo rezultatai

Atskirųjų polių pagrindo bandymai statine apkrova, po gretimųjų polių įspraudimo atlikti tam, kad būtų nustatyta greta įspraustų ir neapkrautų spraustinių polių įtaka mechaninei pagrindo elgsenai. Bandymų rezultatai pateikti 2.23–2.26 paveiksluose. Polių numeriai šiose paveiksluose atitinka įspraudimo eilės numerį, o grupės numeris padėti bandymų dėžėje (2.11 pav.).

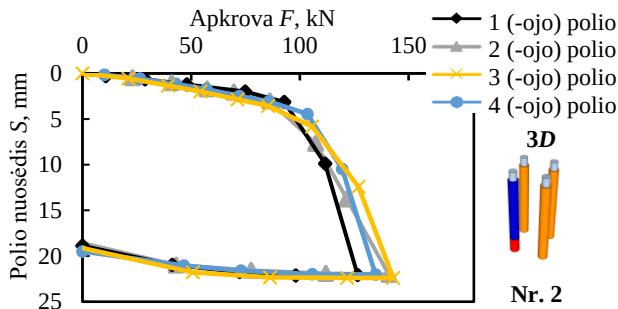
Pirmosios grupės, kurios atstumas tarp polių centrų lygūs $3D$, atskirųjų polių pagrindo bandymai parodė (2.23 pav.), kad apkrovos ir nuosėdžių priklausomybės skiriasi. Palyginus veikiančią apkrovą F poliams nusėdus 15 mm nustatyta, kad mažiausia apkrova 100 kN veikė pirmąjį poli, o didžiausioji 170 kN ketvirtąjį. Antrąjį ir trečiąjį polių veikė atitinkamai 110 ir 130 kN .



2.23 pav. Atskirųjų polių pagrindo bandymų po gretimųjų įspraudimo rezultatai.
1 grupės pozicija

Fig. 2.23. Single pile tests after the adjacent piles were installed at group position no. 1

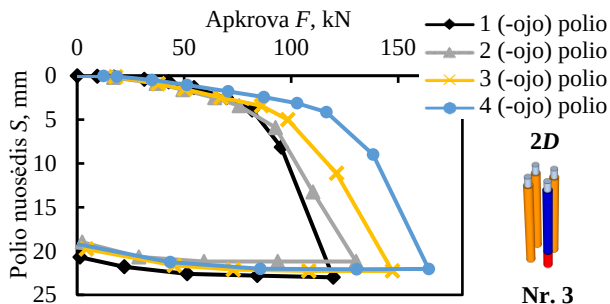
Antrosios polių grupės, kurios atstumas tarp polių centrų taip pat buvo lygūs $3D$, atskirųjų polių pagrindo bandymai parodė (2.24 pav.), kad apkrovos ir nuosėdžių priklausomybės skyrėsi nežymiai. Palyginus veikiančią apkrovą F poliams nusėdus 22 mm nustatyta, kad mažiausia apkrova 120 kN veikė pirmąjį poli, o didžiausioji 145 kN trečiąjį. Antrąjį ir ketvirtąjį polių veikė atitinkamai 142 ir 130 kN .



2.24 pav. Atskirųjų polių pagrindo bandymų po gretimųjų įspraudimo rezultatai.
2 grupės pozicija

Fig. 2.24. Single pile tests after the adjacent piles were installed at group position no. 2

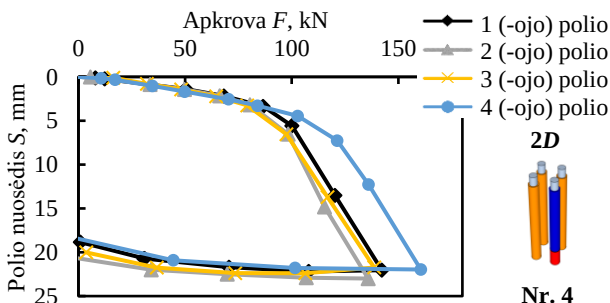
Pagal trečiosios grupės, kurios atstumas tarp polių centrų lygūs $2D$, atskirųjų polių pagrindo bandymų rezultatus nustatyta (2.25 pav.), kad apkrovos ir nuosėdžių priklausomybės ir vėl ženkliai skyrėsi. Sugretinus veikiančią apkrovą F poliams nusėdus 22 mm gauta, kad mažiausia apkrova 110 kN veikė pirmąjį poli, o didžiausioji 165 kN ketvirtąjį. Antrąjį ir trečiąjį polių veikė atitinkamai 123 ir 145 kN.



2.25 pav. Atskirųjų polių pagrindo bandymų po gretimųjų išspraudimo rezultatai.
3 grupės pozicija

Fig. 2.25. Single pile tests after the adjacent piles were installed at group position no. 3

Pagal ketvirtosios grupės, kurios atstumas tarp polių centrų taip pat lygūs $2D$, atskirųjų polių pagrindo bandymų rezultatus nustatyta, kad apkrovos ir nuosėdžių priklausomybės ir vėl ženkliai skyrėsi. Sugretinus veikiančią apkrovą F poliams nusėdus 22 mm gauta, kad mažiausia apkrova 130 kN veikė antrąjį poli, o didžiausioji 160 kN ketvirtąjį. Pirmąjį ir trečiąjį polių veikė atitinkamai 130 ir 129 kN.



2.26 pav. Atskirųjų polių pagrindo bandymų po gretimųjų išspraudimo rezultatai.
4 grupės pozicija

Fig. 2.26. Single pile tests after the adjacent piles were installed at group position no. 4

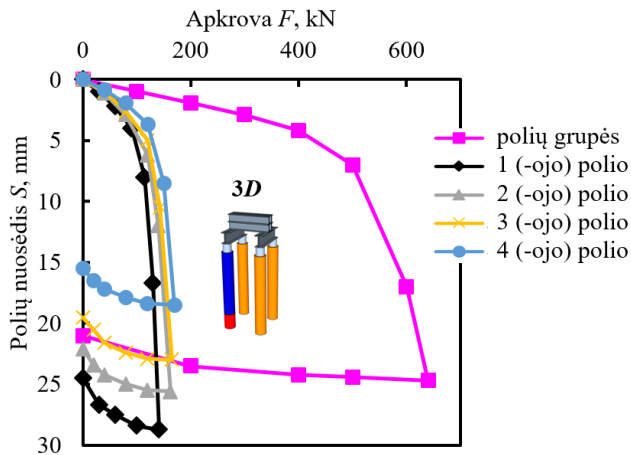
Išanalizavus atskirųjų polių pagrindo bandymų statine apkrova, po gretimųjų polių įspraudimo rezultatus pastabėta, kad polių-pagrindo sąveikos standžiai pasiskirsto nevienodai. Pirmojoje grupėje pirmojo ir ketvirtojo polių kirstiniai standžiai skiriasi 43 %, kitose grupėse 14–27 %. Santykiniam nuosėdžiui neviršijus $0,01D$ polio pagrindo mechaninė elgsena nesiskyrė, išskyrus antrosios grupės bandymu metu, kuriuose pasiekus tą patį santykinį nuosėdį ketvirtojo polio kirstinis standis nuo pirmojo skyrėsi 40 %.

2.2.4. Trijų skersmenų atstumu įsprautų polių grupių pagrindo bandymų rezultatai

Suvidurkinti 1 ir 2 polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova rezultatai pateikti 2.27 paveiksle (polių numeracija grupėje atitinka įspraudimo eiliškumo numeraciją).

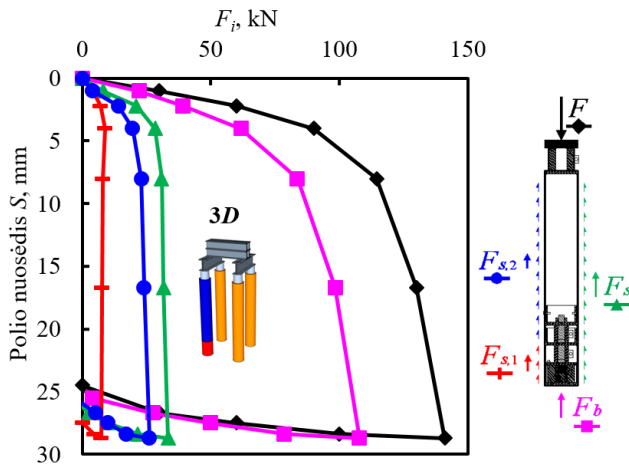
Grupių, kurių atstumas tarp polių lygus $3D$, bandymų metu nustatyta, kad suminė apkrova buvo lygi 640 kN pasiekus vidutinį 22 mm nuosėdį. Sugretinus kiekvieno polio grupėje apkrovų ir nuosėdžių priklausomybes aiškiai matyti, kad jos ženkliai skiriasi. Esant netolygiam atskirųjų polių nuosėdžių pasiskirstymui grupėje kur kas naudingiau gretinti atskirųjų polių ir grunto sąveikos standžius, negu apkrovų reikšmes esant tam pačiam nuosėdžiui. Idealizavus kreivlinijines apkrovų ir nuosėdžių priklausomybes gauti tokie atskirųjų polių ir grunto sąveikos kirstiniai standžiai (nustatyti didžiausiąją atskirojo polio apkrovą dalinant iš didžiausiojo to paties polio nuosėdžio) atitinkamai pagal įspraudimo eiliškumą: 4910, 6328, 7174 ir 9190 kN/m. Sugretinus pirmojo ir paskutiniojo polio-grunto sąveikos standžius nustatyta, kad jie skiriasi net 87 %. Vidutinis standis nuo didžiausiojo skyrėsi 40 %, o mažiausias nuo vidutinio 33 %. Iš tyrimo duomenų matyti, kad standžio reikšmė priklauso nuo polio įspraudimo eiliškumo, atitinkamai pirmojo polio ji nustatyta mažiausia, o ketvirtojo didžiausia. Reikia pažymėti, kad nustatytas reiškinys nebuvo aptiktas eksperimentiniuose tyrimuose pristatytuose pirmajame skyriuje, kuriuose tiriama polių grupių ir grunto sąveika smėliuose (Adejumo 2013, Al-Mhaidib 2006, Bai *et al.* 2006, Krasinski, Kusio 2014, McCabe, Lehane 2006, Yetginer *et al.* 2006).

Modelinio polio suvidurkintoje $3D$ polių grupėje jėgos ir nuosėdžių matavimo rezultatai pateikti 2.28 paveiksle. Didžiausioji suminė apkrova $F = 141$ kN užfiksuota poliui nusėdus 28,7 mm. Didžiausioji polio padą veikusi jėga esant tam pačiam nuosėdžiui $F_b = 108$ kN (77 % suminės apkrovos F). Likusią suminės apkrovos F dalį lygę 23 % sudarė polio šonus veikianti jėga $F_s = 33$ kN, kuri visiškai mobilizavosi poliui nusėdus 5 mm. Šoninio paviršiaus zonoje esančioje netoli polio pado veikė jėga lygi 5 %, o likusiame šoniniame paviršiuje 18 % suminės jėgos F .



2.27 pav. Suvidurkinti 3D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova Nr. 1 ir Nr. 2 rezultatai

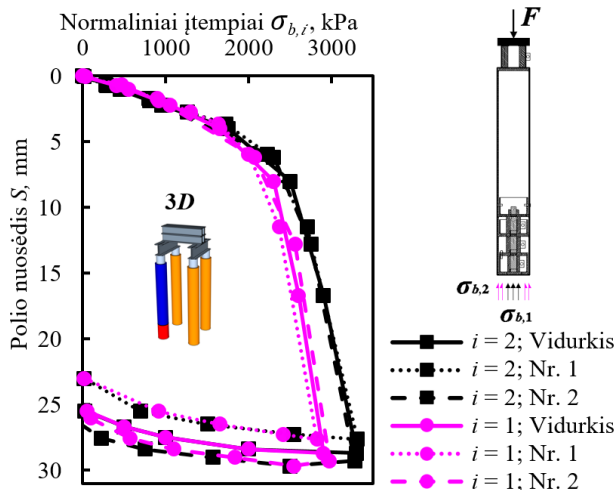
Fig. 2.27. Averaged vertical load tests of 3D pile group No. 1 and No.2



2.28 pav. Modelinio polio suvidurkintoje 3D polių grupėje jėgų ir nuosėdžių priklausomybė

Fig. 2.28. The performance of model pile in 3D pile group

Didesni normaliniai polio pado įtempiai veikė ties kraštais iki 3 mm (0,015D) nuosėdžio (2.29 pav.). Poliui nusėdus 28,7 mm ties polio centru veikė 3300 kPa, o likusioje polio pado dalyje 2900 kPa (14 % mažesni).

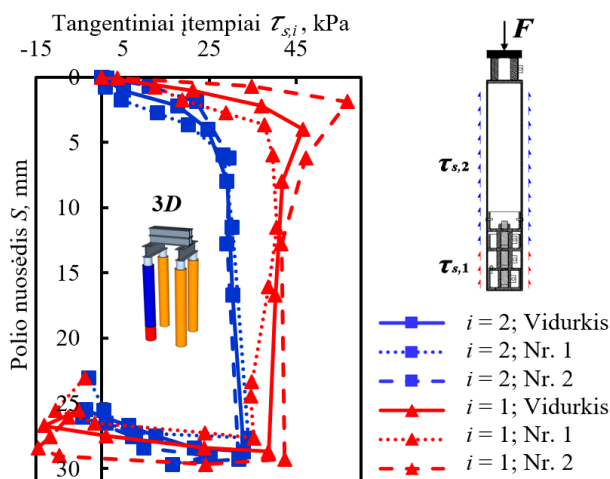


2.29 pav. Modelinio polio pado normalinių įtempių pasiskirstymas 3D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.29. Normal stress evolution during vertical load tests of 3D pile groups

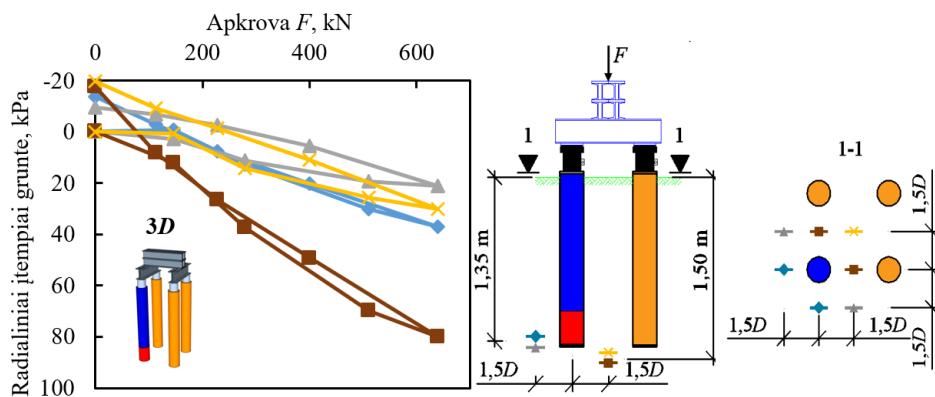
Tangentinių įtempių matavimo rezultatai pateikti 2.30 paveiksle. Viršutinėje polio šoninio paviršiaus dalyje veikė 32 kPa, o ties polio galu 47 kPa didžiausieji tangentiniai įtempiai. Maksimalūs viršutinės dalies įtempiai mobilizavosi poliui nusėdus 6 mm ir viso bandymo metu kito nežymiai. Didžiausieji įtempiai ties polio galu mobilizavosi poliui nusėdus 4 mm, po to pasibaigus dilatacijai pasireiškė įtempių degradacija, dėl kurios įtempiai sumažėjo iki 39 kPa polio nuosėdžiui pasiekus 28,7 mm.

Suvidurkintų radialinių įtempių matavimo rezultatai 3D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu pateikti 2.31 paveiksle. Didžiausieji 80 kPa įtempiai užfiksuoti išspraudžiamųjų horizontaliojo slėgio matuoklių išsprastų tarp polių į 1,5 m gylį ir 1,5D atstumu nuo polių grupės simetrijos ašies. Kitas tame pačiame gylyje, tačiau polių grupės simetrijos ašyje išsprastas matuoklis užfiksavo įtempius lygius 30 kPa. Matuokliai išsprasti grupės išorėje 3D atstumu nuo simetrijos ašies į 1,35 m gylį nuskaitė radialinius įtempius lygius 37 ir 21 kPa. Visi matuokliai užfiksavo neigiamus liekamuosius įtempius po tai, kai nuo polių grupės apjungiamojo sijyno viršaus buvo pašalinta apkrova F .



2.30 pav. Modelinio polio šono tangentinių įtempių pasiskirstymas 3D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.30. Shear stress evolution during vertical load tests of 3D pile groups

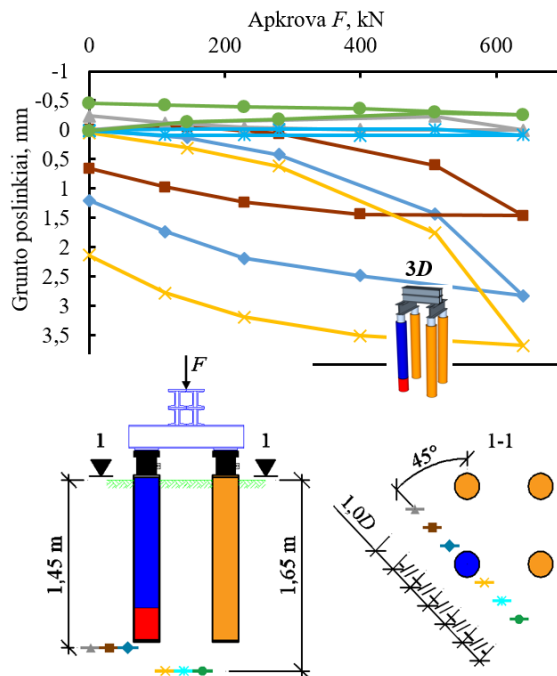


2.31 pav. Grunto radialinių įtempių matavimo rezultatai 3D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.31. Radial stress measurements data during vertical load tests of 3D pile group

Įsriegiamųjų grunto poslinkių matuoklių rodmenys nuskaityti 3D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu pateikti 2.32 paveiksle. Didžiausius grunto poslinkius lygius 3,7 mm užfiksavo matuoklis įsriegtas į 1,65 m gylį, nu-

tolęs $1,0D$ atstumu nuo polio centro. Grįžtamasis grunto poslinkis tame taške sudarė $1,6 \text{ mm}$ (43 %), o negrįžtamasis $2,4 \text{ mm}$ (57 %). Kita didžiausių poslinkių reikšmė lygi $2,8 \text{ mm}$ užfiksuota matuokliu įsriegtų $1,45 \text{ m}$ gylyje, $1,0D$ atstumu nuo modelinio polio centro. Tame taške grįžtamasis grunto poslinkis sudarė $1,6 \text{ mm}$ (57 %), o negrįžtamasis $1,2 \text{ mm}$ (43 %). Tame pačiame gylyje, tačiau $2,0D$ atstumu nuo modelinio polio centro įsriegtas matuoklis nuskaitė $1,5 \text{ mm}$ poslinkį, kurį sudarė $0,8 \text{ mm}$ (53 %) grįžtamoji ir $0,7 \text{ mm}$ (47 %) negrįžtamoji dalys. Visi kiti įsriegiamieji matuokliai užfiksavo nežymius grunto poslinkių pokyčius.



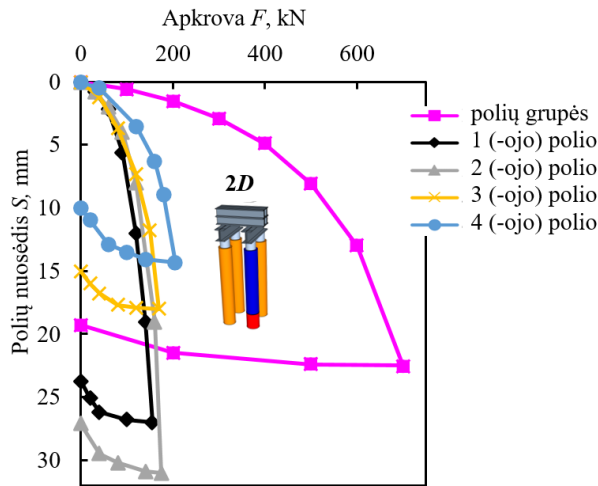
2.32 pav. Grunto poslinkių matavimo rezultatai 3D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.32. Soil displacement measurements data during vertical load tests of 3D pile group

2.2.5. Dviejų skersmenų atstumu įspraustų polių grupių pagrindo bandymų rezultatai

Suvidurkinti 3 ir 4 polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova rezultatai pateikti 2.33 paveiksle. (polių numeracija grupėje atitinka įspraudimo eiliškumo numeraciją).

Grupių, kurių atstumas tarp polių lygus $2D$, bandymų metu nustatyta, kad suminė apkrova buvo lygi 700 kN pasiekus vidutinį 22 mm nuosėdį. Atskirųjų polių ir grunto sąveikos kirstiniai standžiai atitinkamai pagal išspraudimo eiliškumą pasiskirstė taip: 5740, 5645, 9444 ir 14335 kN/m. Sugretinus antrojo (mažiausiojo) ir ketvirtojo (didžiausiojo) polio ir grunto sąveikos standžius nustatyta, kad jie skiriasi net 154 %. Vidutinis standis nuo didžiausiojo skyrėsi 63 %, o mažiausias nuo vidutinio 55 %. Iš $2D$ polių grupių pagrindo bandymų rezultatų matyti, kad standžio reikšmė kaip ir $3D$ grupėse priklauso nuo polio išspraudimo eiliškumo, pirmiau išsprautų polių jis yra mažesnis, o vėliau išsprautų didesnis.

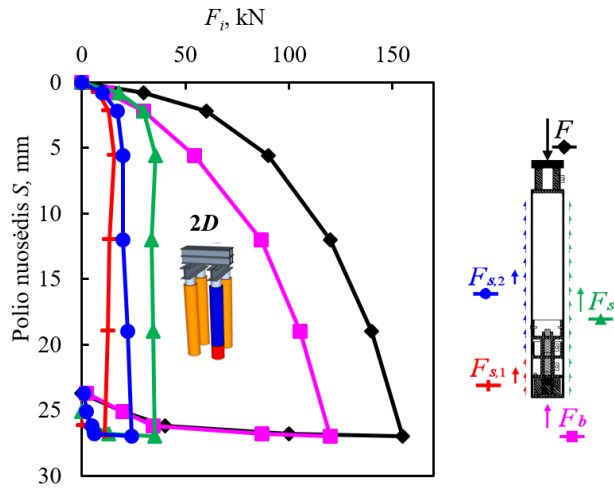


2.33 pav. Suvidurkinti $2D$ polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova Nr. 3 ir Nr. 4 rezultatai

Fig. 2.33. Averaged vertical load tests of $2D$ pile group No. 3 and No.4

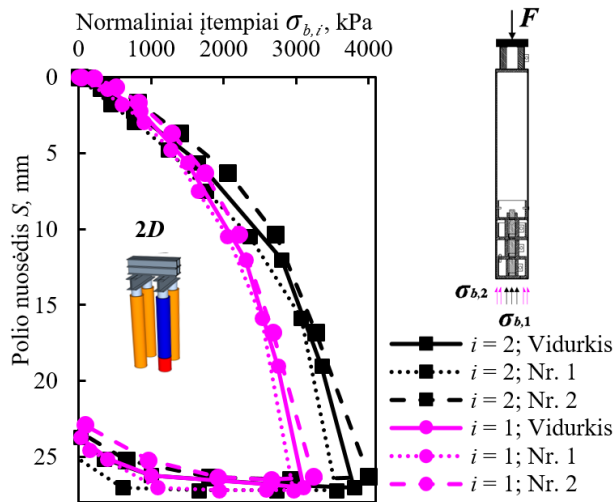
Modelinio polio suvidurkintoje $2D$ polių grupėje jėgos ir nuosėdžių matavimo rezultatai pateikti 2.34 paveiksle. Didžiausioji suminė apkrova $F = 155$ kN užfiksuota poliui nusėdus 27 mm. Didžiausioji polio padą veikusi jėga esant tam pačiam nuosėdžiui $F_b = 120$ kN (77 % suminės apkrovos F). Likusią suminės apkrovos F dalį lygę 23 % sudarė polio šonus veikianti jėga $F_s = 35$ kN, kuri visiškai mobilizavosi poliui nusėdus 5 mm. Šoninio paviršiaus zonoje esančioje netoli polio pado veikė jėga lygi 7 %, o likusiame šoniniame paviršiuje 16 % suminės jėgos F .

Didesni normaliniai polio pado įtempiai veikė ties kraštais iki 3 mm (0,015 D) nuosėdžio (2.35 pav.). Poliui nusėdus 27 mm ties polio centru veikė 3800 kPa, o likusioje polio pado dalyje 3240 kPa (17 % mažesni).



2.34 pav. Modelinio polio suvidurkintoje 2D polių grupėje jėgų ir nuosėdžių priklausomybė

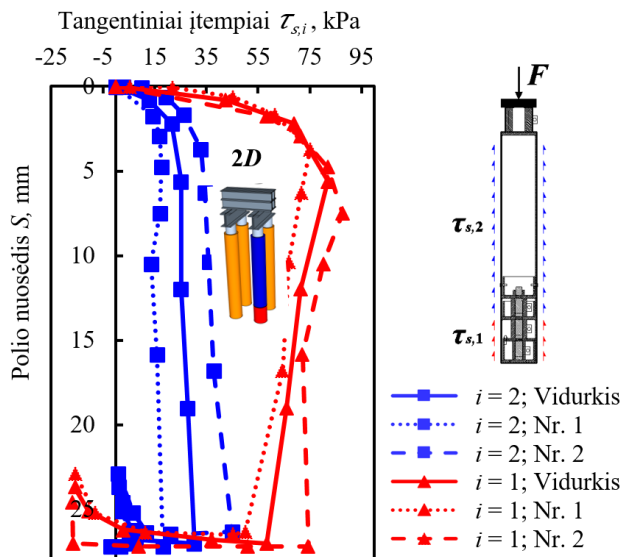
Fig. 2.34. The performance of model pile in 2D pile group



2.35 pav. Modelinio polio pado normalinių įtempių pasiskirstymas 2D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.35. Normal stress evolution during vertical load tests of 2D pile groups

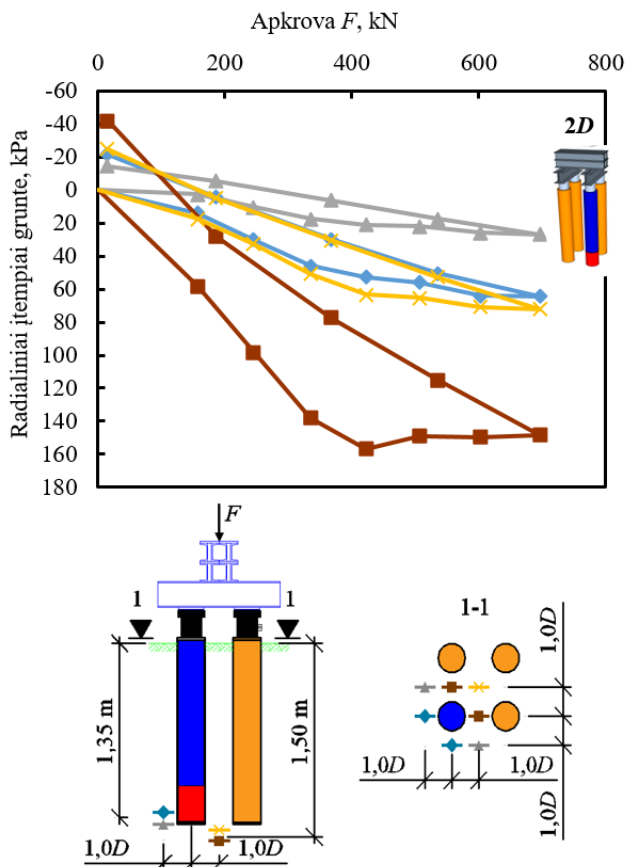
Tangentinių įtempių matavimo rezultatai pateikti 2.36 paveiksle. Viršutinėje polio šoninio paviršiaus dalyje veikė 30 kPa, o ties polio galu 88 kPa didžiausieji tangentiniai įtempiai. Maksimalūs viršutinės dalies įtempiai mobilizavosi poliui nusėdus 6 mm ir viso bandymo metu kito nežymiai. Didžiausieji įtempiai ties polio galu mobilizavosi poliui nusėdus 5 mm, po to pasibaigus dilatacijai pasireiškė įtempių degradacija, dėl kurios įtempiai sumažėjo iki 52 kPa polio nuosėdžiu pasiekus 27 mm.



2.36 pav. Modelinio polio šono tangentinių įtempių pasiskirstymas 2D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.36. Shear stress evolution during vertical load tests of 2D pile groups

Suvidurkintų radialinių įtempių matavimo rezultatai 2D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu pateikti 2.37 paveiksle. Didžiausieji 155 kPa įtempiai užfiksuoti įspraudžiamųjų horizontaliojo slėgio matuoklių įsprautų tarp polių į 1,5 m gylį ir 1,0D atstumu nuo polių grupės simetrijos ašies. Tame pačiame gylyje, polių grupės simetrijos ašyje įsprautas matuoklis užfiksavo įtempius lygius 72 kPa. Matuokliai įsprauti grupės išorėje 2,0D atstumu nuo simetrijos ašies į 1,35 m gylį nuskaitė radialinius įtempius lygius 64 ir 27 kPa. Visi matuokliai užfiksavo neigiamus liekamuosius įtempius po tai, kai nuo polių grupės apjungiamojo sijyno viršaus buvo pašalinta apkrova F .

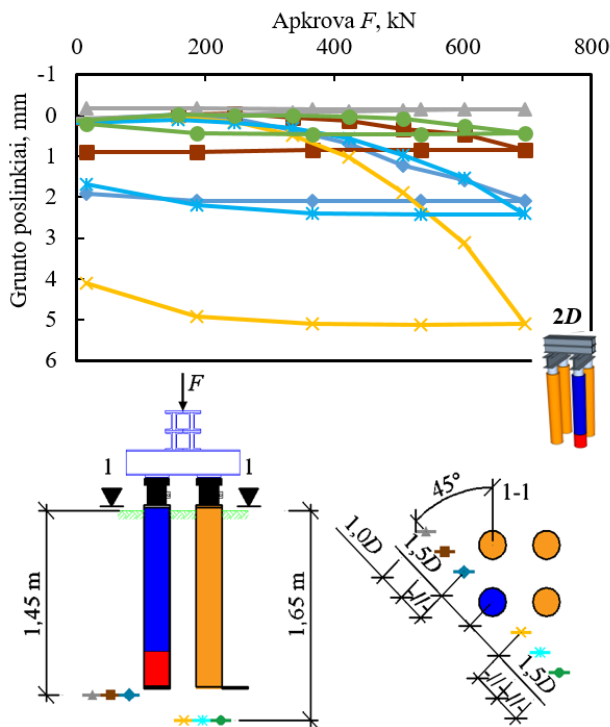


2.37 pav. Grunto radialinių įtempių matavimo rezultatai 2D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

Fig. 2.37. Radial stress measurements data during vertical load tests of 2D pile group

Įsriegiamųjų grunto poslinkių matuoklių rodmenys nuskaityti 2D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu pateikti 2.38 paveiksle. Didžiausius 5,1 mm grunto poslinkius užfiksavo matuoklis įsriegtas į 1,65 m gyį, nutolęs 1,5D atstumu nuo polio centro. Grįžtamasis grunto poslinkis tame taške sudarė 1,0 mm (19 %), o negrįžtamasis 4,1 mm (81 %). Kita didžiausiųjų poslinkių reikšmė lygi 2,4 mm užfiksuota matuokliu įsriegtą į tą patį gyį, 2,5D atstumu nuo modelinio polio centro. Tame taške grįžtamasis grunto poslinkis sudarė 0,7 mm (29 %), o negrįžtamasis 1,7 mm (71 %). 1,45 m gylyje įsriegti, nuo modelinio polio centro nutolę 1,5D ir 2,5D atstumu matuokliai nuskaitė 2,1 ir 1,0 mm negrįžtamuosius

grunto poslinkius. Matuoklis įsriegtas į 1,65 m gylį, nuo modelinio polio centro nutolęs $3,5D$ atstumu nuskaitė grįžtamąjį poslinkį lygų 0,4 mm.



2.38 pav. Grunto poslinkių matavimo rezultatai 2D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu

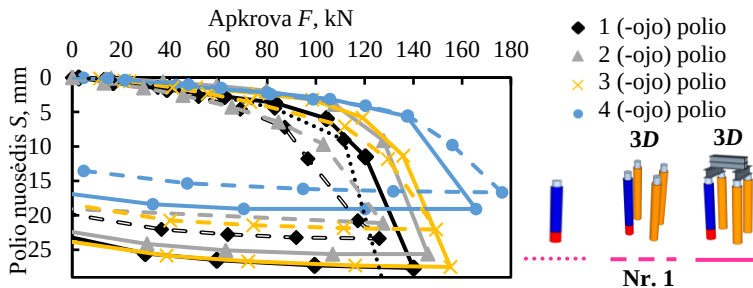
Fig. 2.38. Soil displacement measurements data during vertical load tests of 2D pile group

2.2.6. Atskirųjų polių, atskirųjų po gretimųjų įspraudimo ir polių elgsenos grupėse gretinimas

Analizuojant tų pačių polių elgseną, kai jų pagrindas buvo bandytas statine apkrova kaip atskirųjų, atskirųjų po gretimųjų įspraudimo ir polių grupėse nustatyta, kad ji skiriasi (2.39–2.42 pav.).

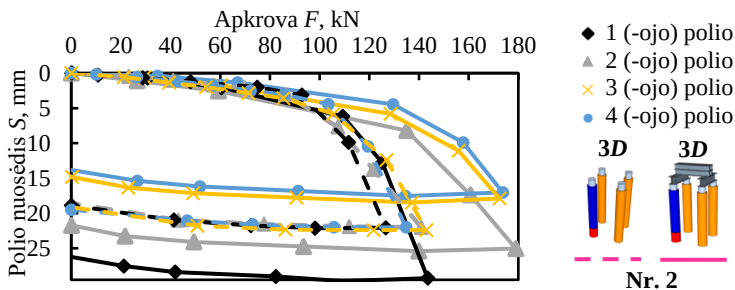
Sugretinus pirmojoje pozicijoje pirmojo polio jėgos ir nuosėdžių priklausomybes gautas atlikus visų tipų bandymus matyti, kad gretimų polių įspraudimas darė neigiamą įtaką, dėl kurios padidėjo nuosėdis veikiant vienodai apkrovai. Apkrovas gretinus polius grupių bandymų metu, neigiama įtaką nebepasireiškė

ir polio pagrindas pradėjo elgtis kaip atskirojo polio. Palyginus antrojo polio apkrovų ir nuosėdžių priklausomybes nustatytas 9 % kirstinio standžio (gauto dalinant veikiančią jėgą iš mažesnio maksimalaus nuosėdžio) prieaugis grupės bandymo metu. Trečiojo polio elgsena kito nežymiai. Ketvirtojo polio standžio reikšmė buvo vienoda iki nuosėdis pasiekė 5,5 mm, o pasiekus 16,6 mm standis grupės bandymo metu sumažėjo 8 % lyginant su standžiu nustatytu atliekant atskirųjų polių pagrindo bandymus po gretimųjų įsprendimo.



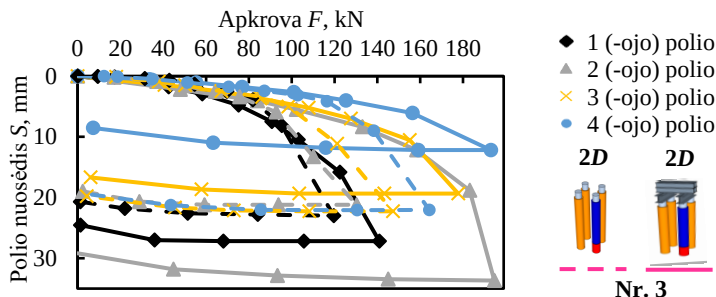
2.39 pav. Atskirojo polio, atskirųjų polių po gretimųjų įsprendimo ir 3D polių grupės pagrindo bandymo statinė apkrova rezultatų palyginimas. 1 pozicija
Fig. 2.39. A comparison of vertical load tests data of single pile, single after adjacent were installed and 3D pile group. Position no. 1

Palyginus antrosios pozicijos pirmojo polio apkrovų ir nuosėdžių priklausomybes nustatytas 10 % kirstinio standžio prieaugis grupės bandymo metu. Antrojo polio standžio prieaugis grupės bandymo metu siekė 18 %, trečiojo 24 %, o ketvirtojo 27 % lyginant su standžiais nustatytais atliekant atskirųjų polių pagrindo bandymus po gretimųjų įsprendimo.



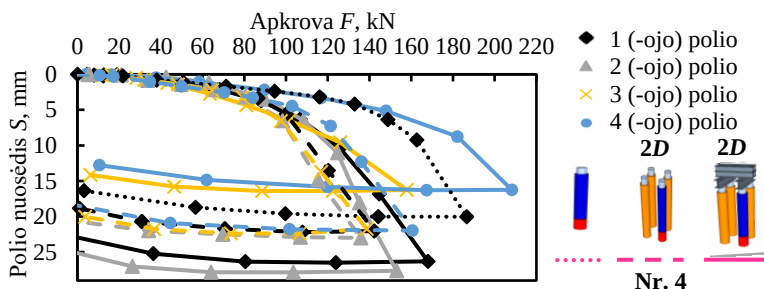
2.40 pav. Atskirojo polio, atskirųjų polių po gretimųjų įsprendimo ir 3D polių grupės pagrindo bandymo statinė apkrova rezultatų palyginimas. 2 pozicija
Fig. 2.40. A comparison of vertical load tests data of single pile, single after adjacent were installed and 3D pile group. Position no. 2

Sugretinus trečiosios pozicijos visų tipų bandymų rezultatus pastebėta tokia pat kirstinių standžių didėjimo tendencija kaip ir antrosios pozicijos. Pirmojo polio standžio prieaugis grupės bandymo metu siekė 10 %, antrojo 30 %, trečiojo 26 %, o ketvirtojo 27 % lyginant su standžiais nustatytais atliekant atskirųjų polių pagrindo bandymus po gretimųjų įspraudimo.



2.41 pav. Atskirojo polio, atskirųjų polių po gretimųjų įspraudimo ir 2D polių grupės pagrindo bandymo statine apkrova rezultatų palyginimas. 3 pozicija
Fig. 2.41. A comparison of vertical load tests data of single pile, single after adjacent were installed and 2D pile group. Position no. 3

Palyginus ketvirtojoje pozicijoje pirmojo polio jėgos ir nuosėdžių priklausomybes gautas atlikus visų tipų bandymus matyti, kad gretimų polių įspraudimas ir vėl darė neigiamą įtaką atskirojo polio pagrindo mechaninei elgsenai, tačiau skirtingai negu pirmoje pozicijoje atskirojo polio standis buvo didesnis 19 % už standį nustatytą grupės bandymo metu. Antrojo polio standžio prieaugis grupės bandymo metu siekė 7 %, trečiojo 22 %, o ketvirtojo 33 % lyginant su standžiais nustatytais atliekant atskirųjų polių pagrindo bandymus po gretimųjų įspraudimo.

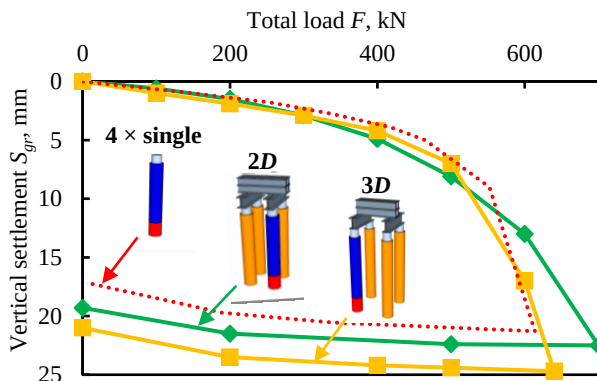


2.42 pav. Atskirojo polio, atskirųjų polių po gretimųjų įspraudimo ir 2D polių grupės pagrindo bandymo statine apkrova rezultatų palyginimas. 4 pozicija
Fig. 2.42. A comparison of vertical load tests data of single pile, single after adjacent were installed and 2D pile group. Position no. 4

Apibendrinus palyginimo rezultatus nustatyta, kad pirmųjų polių sąveikos standžiai sumažėja iki 30 % po gretimųjų polių įspraudimo. Antrojo, trečiojo ir ketvirtojo polių grupės bandymų metu standžiai didėjo atitinkamai iki 30, 26 ir 33 %. Standžių pokytis nepriklausė nuo atstumo tarp polių centrų. Didesnės standžio reikšmės gaunamos polių grupių pagrindo bandymų metu. Tyrimo rezultatų sugretinimas taip pat parodė, kad įspraudus gretimą polį į gruntą yra susilpninamas esamo polio pagrindas.

2.2.7. Atskirųjų polių, dviejų ir trijų skersmenų atstumu įspraustų polių grupių pagrindo bandymų rezultatų gretinimas

Suvidurkintųjų 3D, 2D polių grupių ir atskirojo polio pagrindo bandymų palyginimas atliktas sukuriant fiktyvią apkrovos ir nuosėdžių kreivę (2.43 pav.). Fiktyviosios grupės apkrovos ir nuosėdžių priklausomybė gauta suvidurkintojo atskirojo polio bandymo jėgą esant skirtingam nuosėdžiui dauginant iš grupėje esančio polių skaičiaus (4). Gautos kreivės sugretinimas su 3D ir 2D polių grupių pagrindo bandymų rezultatais esant vienodam nuosėdžiui lygiui 0,03D parodė, kad suminė apkrova veikianti polių grupių viršaus lygyje nustatyta ne vienoda ir pasiskirstė atitinkamai 480 kN (0 %), 465 kN (–3 %) ir 430 kN (–12 %). Priešingi rezultatai gauti palyginus sumines apkrovas esant nuosėdžiui lygiui 0,1D. Prie šio nuosėdžio suminės apkrovos pasiskirstė atitinkamai 613 kN (0 %), 640 kN (4,4 %) ir 700 kN (14 %). Gauti rezultatai atitinka Vesic (1968) ir Tejchman (1973) paskelbtus eksperimentinių tyrimų rezultatus, tačiau skiriasi nuo Broms (1981) ir Kishida (1964), kurie nustatė, kad polių grupių efektyvumo koeficientas η tankiuose smėliuose yra mažesnis už vienetą.



2.43 pav. Fiktyviosios atskirųjų polių, taip pat suvidurkintųjų 3D ir 2D polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova rezultatų sugretinimas

Fig. 2.43. Comparative vertical load tests data of fictitious pile group (made of single pile tests) and averaged 3D and 2D pile groups

Iš kreivių pateiktų 2.43 paveiksle. matyti, kad 3D polių grupių elgsena panašesnė į atskirojo polio, o 2D į tipinę sekliųjų pamatų smėlinio pagrindo elgseną, kuri pasižymi mažesniu netolydumu.

Palyginus 3D ir 2D polių grupių mažiausiųjų ir didžiausiųjų polio ir grunto sąveikos standžių skirtumus nustatyta, kad 2D grupėse standžių netolydumas 77 % didesnis (2.27 ir 2.33 pav.).

Sugretinus suvidurkintuosius atskirųjų modeliųjų polių ir modeliųjų polių 3D grupėse bandymų rezultatus (2.16–2.17, 2.19, 2.28–2.30 pav.) nustatyti nežymūs apkrovos ir įtempių pasiskirstymo pokyčiai.

Palyginus suvidurkintuosius modeliųjų polių 2D grupėse ir atskirųjų modeliųjų polių bandymų rezultatus (2.16–2.17, 2.19, 2.34–2.36 pav.) nustatytas ženklus 50 % tangentiųjų įtempių padidėjimas ties polio galu grupių bandymų metu.

Grunto radialinių įtempių matavimais nustatyta, kad 2D polių grupėse veikė 75 % didesni horizontalieji įtempiai, negu 3D grupėse (2.31 ir 2.37 pav.). Vertikalieji grunto poslinkiai arčiausiai modelinio polio įsriegtais matuokliais užfiksuoti 57 % didesni 2D polių grupių bandymų metu lyginant su 3D (2.32 ir 2.38 pav.).

2.3. Antrojo skyriaus išvados

1. Trumpų atskirųjų sprautinių polių pagrindo (tankaus smėlio) bandymų statine apkrova metu pasireiškia netolydus normalinių įtempių veikiančių polio padą pasiskirstymas. Pirmųjų apkrovos pakopų metu, iki 20 % didesni normaliniai įtempiai veikia modelinio polio pado kraštuose, o padidėjus apkrovai ir nuosėdžiams pasiekus 0,01–0,015D susilygina su centre veikiančiais įtempiais. Poliams nusėdus 0,1D, normaliniai įtempiai padidėja (iki 28 %) modelinio polio pado centre dalyje, lyginant juos su kraštuose veikiančiais įtempiais.
2. Palyginus eksperimentiškai nustatytus ribinius normalinius įtempius po polio padu (veikusius nuosėdžiui pasiekus 0,1D) su apskaičiuotais taikant pirmajame skyriuje aptartus analitinius metodus nustatyta, kad pagal Meyerhof (1953) ir Randolph *et al.* (1994) pasiūlytas analitinės išraiškas apskaičiuoti įtempiai nuo išmatuotų skyrėsi mažiausiai, atitinkamai +9 ir –10 %. Iš visų pirmajame skyriuje aptartų empirinių metodų skirtų skaičiuoti ribinius normalinius įtempius po sprautinių polių padu (remiantis SZB duomenimis), artimiausia (7 % mažesnė) eksperimentinei reikšmei apskaičiuota taikant UWA-05 metodą. Skaičiuojant ribinius įtempius po trumpo sprautinio polio padu pagal NEN 6743-1 metodą, kurio taikymas yra rekomenduojamas Lietuvoje

pagal LST EN 1997–2:2007, įtempių reikšmė gauta 42 % didesnė už eksperimentu nustatytąją.

3. Trumpų atskirųjų spraustinių polių pagrindo (tankaus smėlio) bandymų statine apkrova metu pasireiškia netolydus tangentinių įtempių pasiskirstymas. Iki 62 % didesni tangentiniai įtempiai veikia modelinio polio šoninio paviršiaus zonoje netoli pado lyginant juos su įtempiais veikiančiais likusiame paviršiuje. Siekiant išaiškinti šio reiškinio priežastis atlikti papildomi tyrimai, kurių metu nustatyta, kad tangentiniai įtempiai ties polio galu padidėja dėl normalinių įtempių veikiančių polio padą įtakos.
4. Sugretinus apskaičiuotus empiriniais metodais aptartais pirmajame skyriuje polio šono viršutinę ir apatinę dalis veikusius ribinius tangentinius įtempius nustatyta, kad tiksliausi rezultatai gauti taikant ICP-05 metodą, kurie skyrėsi atitinkamai 16 ir 12 %. Atkreiptinas dėmesys į tai, kad skaičiuojant ribinius tangentinius įtempius pagal NEN 6743-1 metodą, įtempių reikšmės gautos atitinkamai 44 ir 29 % didesnės už eksperimentu nustatytąsias.
5. Spraustinių polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu, pasireiškia žymus (iki 154 %) atskirųjų polių (polių grupėse) ir grunto sąveikos kirstinių standžių netolydumas, kuris priklauso nuo įspraudimo eiliškumo ir atstumo tarp polių centrų. Praktiniu požiūriu reakcijų netolydumas sukelia didesnę lenkimo momentą rostverke ir kolonoje, net jeigu rostverkui perduodama tik ašinė koloną veikianti jėga. Reakcijų pasiskirstymo netolydumą galima sumažinti parenkant tinkamą polių įspraudimo eiliškumą, arba visai panaikinti spraudžiant visus grupės polius vienu metu.
6. Šioje disertacijoje pristatomų eksperimentinių tyrimų rezultatai parodė, kad esant nedideliame nuosėdžiui $\approx 0,03D$ (atitinka TRB sąlygą) pagrindo atlaikoma jėga yra iki 12 % didesnė atskirųjų polių, lyginant su polių grupėmis, kurių atlaikoma jėga mažėja mažėjant atstumui tarp polių centrų. Polių pagrindui nusėdus $0,1D$ (atitinka SRB sąlygą) ir daugiau pagrindo atlaikoma jėga tampa iki 14 % didesnė polių grupių, lyginant su atskiraisiais poliais. Esant $0,1D$ nuosėdžiui, grupių atlaikoma jėga didėja mažėjant atstumui tarp polių centrų.
7. Sugretinus modelinį polį veikusius įtempius, atskirųjų polių ir polių grupių pagrindo bandymų metu, nustatyta, kad normalinių įtempių vidutiniai dydžiai ir pasiskirstymas po padu kinta nežymiai (iki 5 %),

taip pat kaip ir viršutinėje polio šoninio paviršiaus zonoje veikę tangentiniai įtempiai, todėl gali būti įvardyti kaip neturintys įtakos polių grupių efektyvumui. Skirtingai negu minėtieji įtempiai, tangentiniai įtempiai ties polių galu kinta (didėja iki 77 %) ir priklauso nuo atstumo tarp polių centrų (mažėjant atstumui didėja įtempiai). Šis reiškinys vaidina pagrindinį vaidmenį darantį įtaką grupių smėlinio pagrindo atlaikomosios jėgos padidėjimui nuosėdžiui pasiekus $0,1D$ ir didesnes reikšmes, taip pat įrodo, kad artimu ($\leq 2D$) atstumu įspraustų polių grupių pagrindo bandymų statine apkrova metu formuojasi sąlyginis pamatas.

Spraustinio polio-grunto ir bendrosios pastato-pagrindo sąveikų skaitinis modeliavimas

Šiame skyriuje pristatomi spraustinių polių-grunto sąveikos modeliavimo baigtiųjų elementų metodu koncepcija, eksperimentinių tyrimų validacija bei modeliavimui taikytų parametų jautrumo analizės rezultatai. Detaliai aprašytas ir išanalizuotas skaičiavimams taikytas netiesinis grunto fizinis modelis, aprašytos kraštinės sąlygos, fizinio modelio kalibravimo procedūros bei modeliavimo fazės.

Šiame skyriuje taip pat pristatyti variacinio trijų tipų rėminių konstrukcijų, polių grupių ir pagrindo sąveikos modeliavimo BEM rezultatai ir jų analizė, taikant eksperimentinių tyrimų duomenis. Atliktas variacinis modeliavimas parodė, kad nevienalytis polių ir grunto sąveikos standžių pasiskirstymas grupėje turi ženklia įtaką antžeminės konstrukcijos deformacijoms ir įrašoms, todėl skyriaus pabaigoje pristatytas praktinis metodas skirtas apskaičiuoti kiekvieno polio grupėje standį tinkamumo $k_{z,SLS,i}$ ir saugos $k_{z,ULS,i}$ ribinių būvių tikrinimui, kai yra žinomas vidutinis polių grupės ir pagrindo sąveikos standis $k_{z,g}$.

Skyriaus tematika paskelbtas 1 autoriaus straipsnis (Martinkus, Norkus 2015).

3.1. Atskirojo spraustinio polio ir grunto sąveikos modeliavimas baigtinių elementų metodu

Tikslusis (angl. *explicit*) polio išsprendimo į gruntą fazės modeliavimas (didelių deformacijų uždaviny) nebuvo šios disertacijos tikslas, todėl šiame darbe pristatomų eksperimentinių spraustinių polių pagrindo bandymų modeliavimui taikyta BEM programa Plaxis.

3.1.1. Modelio diskretizavimas ir kraštinės sąlygos

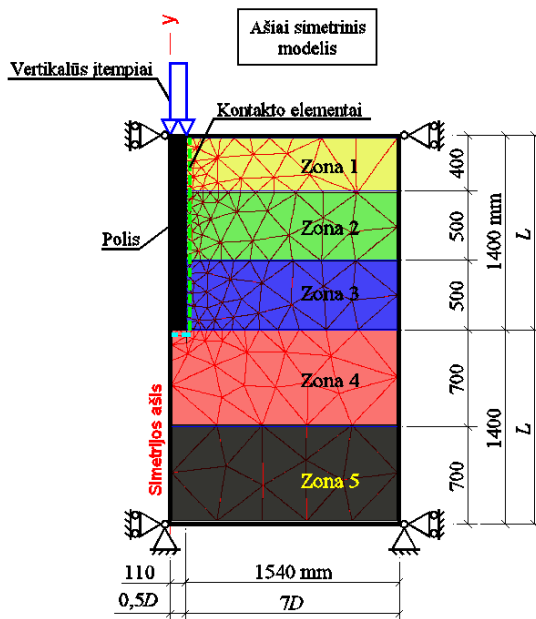
Ašiai simetrinio modelio diskretizavimas pateiktas 3.1 paveiksle. „Plaukiančiojo polio“ (angl. *floating pile*) modeliavimo koncepcija pasirinkta, nes yra pripažinta ir dažnai taikoma atskirųjų polių modeliavimui daugelio autorių (Said *et al.* 2009, Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, D’Aguiar 2008), kurios pagrindiniai bruožai yra: diskretinio modelio sudarymas grunto ir polių modeliuojant kaip kontinuumą iš trijų pusių apribotą įtvirčiais (apačią suvaržant dviem kryptimis, o šonus horizontalia kryptimi); kontinuumo išskiriamos polio ir pagrindo (grunto) zonos, kurios viena nuo kitos atskiriamos kontakto elementais; polio viršuje priskiriama apkrova arba poslinkis.

Pagal Randolph, Wroth (1978) minimalus atstumas (matuojant nuo polio ašies) už kurio polio pagrinde vyksta nykstamai mažos deformacijos yra apytiksliai lygus polio ilgiui L , todėl sudarytajam modeliui horizontalūs įtvirčiai priskirti $7,5D = 1,14L$ atstumu nuo polio centro. Atlikus skaitinių tyrimų analizę nustatyta, kad $2L$ gylyje priskirti vertikalūs įtvirčiai nebesukels kraštinių sąlygų įtakos skaičiavimo rezultatams (Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, D’Aguiar 2008).

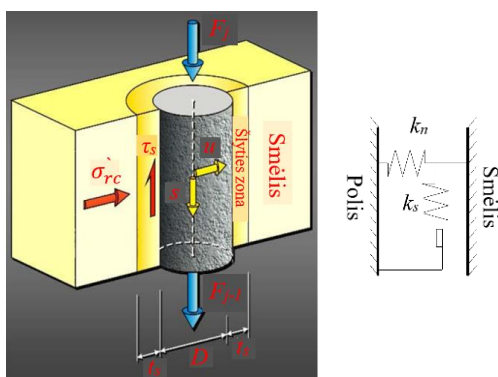
Pagal atliktą jautrumo analizę nustatytas vidutinis baigtinio elemento dydis lygus $1,35D$. Tankesnis $0,4D$ tinkelėlis taikytas zonoje, kuriose buvo tikimasi didesnių deformacijų išsivystymo (zonoje aplink polių).

Polio sėdimo (pagrindo deformavimosi) metu aplink polių susiformuoja didelį radialinių įtempių veikiama grunto šlyties zona (angl. *shear band*) (3.2 pav.), kurios išorinėje plokštumoje formuojasi slydimo plokštuma, kurioje pasireiškia kritiniai šlyties įtempiai (Lings, Dietz 2005, Loukidis, Salgado 2008, Yang *et al.* 2010). Šios zonos storis t_s daugiausia priklauso nuo vidutinio grunto dalelių dydžio d_{50} (Uesugi, Kishida 1986, Viggiani *et al.* 2001, Frost *et al.* 2004). Vidutinis šlyties zonos storis t_s nurodytas 3.1 lentelėje buvo faktiškai išmatuotas po polių ištraukimo iš grunto. Tiesioginiais matavimais nustatytas vidutinis šlyties zonos storis t_s buvo 27 kartus didesnis už vidutinį grunto dalelių dydį d_{50} ir skyrėsi nuo kitų autorių (Uesugi *et al.* 1988, Nemat-Nasser, Okada 2001) pateikiamų reikšmių, kurios kinta intervale $5\text{--}20d_{50}$. Atlikus vizualinę apžiūrą taip pat nustatyta,

kad aplink polį susiformavusi šlyties zona yra gruntas – gruntas tipo todėl 3.1 lentelėje nurodytas kontakto trinties koeficientas δ_{inter} priimtas lygus grunto kritinio būvio vidinės trinties kampui φ'_{cs} .



3.1 pav. Ašiai simetrinio modelio diskretizacijos ir geometrijos schema
Fig. 3.1. Geometry and discretization scheme of the axisymmetric model



3.2 pav. Polio šoninio paviršiaus ir grunto sąveikos idealizavimo schema
Fig. 3.2. The scheme of pile shaft and soil interaction

Pagal įtempių ir deformacijų būvį polio ir grunto sąveikos arba kontakto uždavins iš prigimties yra „plokščiasis“, todėl gali būti idealizuojamas normalinėmis k_n ir šlyties k_s spyruoklėmis (3.2 pav.), kurių standžiai daugiausia priklauso nuo t_s ir grunto vienmatės deformacijos E_{eod} , bei šlyties G modulių. Normalinis standis apskaičiuojamas pagal šią lygtį:

$$k_n = \frac{E_{eod}}{t_s}. \quad (3.1)$$

Šlyties standis atitinkamai apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$k_s = \frac{G}{t_s} = \frac{E_{eod}}{2(1+\nu)t_s}, \quad (3.2)$$

čia ν – Puasono koeficientas.

3.1.2. Fizinis modelis

Grun tą reprezentuojančioms zonoms taikytas stiprėjančio grunto (angl. *Hardening soil*) modelis pasiūlytas Shanz *et al.* (1999). KGM pasižymi hiperboliniu įtempių ir deformacijų sąryšiu pirminio apkrovimo metu (3.3 pav.). Stabilometre esančio įtempių būvio atveju deviatorinių įtempių q ir vertikalųjų deformacijų ε_1 sąryšis išreiškiamas lygtimi:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)}, \text{ kai } q = (\sigma_1 - \sigma_3) < q_f, \quad (3.3)$$

čia q_a – ribinių deviatorinių įtempių asimptotė; E_{50} – deformacijų modulis mobilizavus 50 % ribinių deviatorinių įtempių; σ_1 – svarbiausieji (vertikalieji stabilometre) įtempiai; σ_3 – svarbiausieji (horizontalieji arba apspaudžiamieji stabilometre) įtempiai; q_f – ribiniai deviatoriniai įtempiai.

Ribinių deviatorinių įtempių asimptotė apskaičiuojama pagal lygtį:

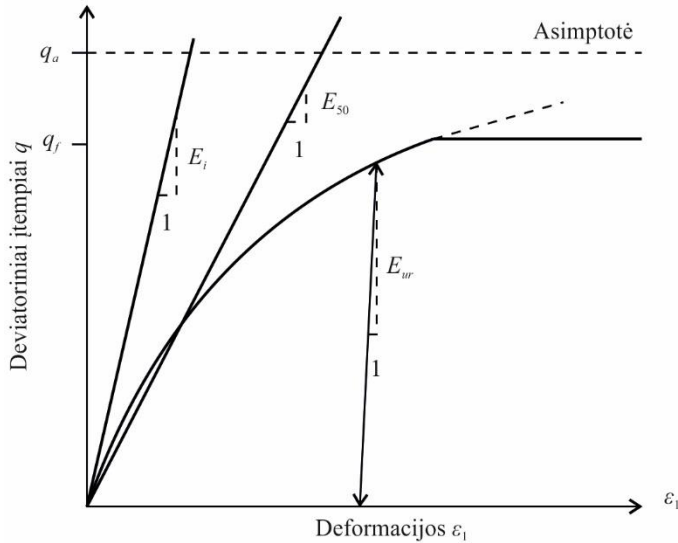
$$q_a = \frac{q_f}{R_f}, \quad (3.4)$$

čia R_f – ribinių deviatorinių įtempių ir jų asimptotės sąryšio koeficientas (lygus 0,9).

Ribiniai deviatoriniai įtempiai (grunto suirimo kriterijus) išreiškiami lygtimi:

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi'_p}{3 - \sin \varphi'_p} (p + c' \cot \varphi'_p), \quad (3.5)$$

čia ϕ'_p – efektyvusis pikinis grunto vidinės trinties kampas; c' – efektyvioji sankiba; p – vidutiniai įtempiai, kurie lygūs aritmetiniam svarbiausių įtempių vidurkiui $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$.



3.3 pav. Hiperbolinis deviatorinių įtempių q ir vienmačių deformacijų ε_1 sąryšis stabilometro bandymo pirminio apkrovimo metu

Fig. 3.3. Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standart drained triaxial test

KGM modelyje šlyties deformacijų ir įtempių sąryšis apibrėžiamas deformacijų modulių E_{50} priklausančiu nuo apspaudžiamųjų įtempių σ_3 (angl. *confinement stress*) ir pagrindo ribinius šlyties įtempius apibūdinančių mechaninių savybių ϕ'_p ir c' :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c' \cot \phi'_p}{\sigma^{ref} + c' \cot \phi'_p} \right)^m, \quad (3.6)$$

čia m – deformacijų modulio priklausomybė nuo įtempių nusakantis dydis (smėliams lygus – 0,45, silpniems moliams – 1,0); E_{50}^{ref} – atskaitinis kirstinis stabilometrinis grunto deformacijų modulis nustatytas mobilizavus 50 % ribinių deviatorinių įtempių žinant atskaitinius įtempius $\sigma^{ref} = \sigma_3^{ref}$.

Normalinių deformacijų ir įtempių sąryšis nusakomas odometrinio deformacijų modulių E_{oed} priklausančiu nuo svarbiausių įtempių σ_1 , taip pat nuo ϕ'_p , c' bei m :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c' \cot \phi'_p}{\sigma^{ref} + c' \cot \phi'_p} \right)^m, \quad (3.7)$$

čia E_{oed}^{ref} – atskaitinis liestinis odometrinis grunto deformacijų modulis nustatytas prie $\sigma^{ref} = \sigma_1^{ref}$.

Tamprioji grunto elgsena nukrovimo ir pakartotinio apkrovimo metu KGM kontroliuojama deformacijų moduliu E_{ur} priklausančiu nuo σ_3 , taip pat nuo ϕ'_p , c' bei m :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c' \cot \phi'_p}{\sigma^{ref} + c' \cot \phi'_p} \right)^m, \quad (3.8)$$

čia E_{ur}^{ref} – atskaitinis tamprusis grunto deformacijų modulis.

KGM grunto šlyties takumo ribos funkcija f_{13} (angl. *shear hardening*) (3.4 pav.):

$$f_{13} = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p, \quad (3.9)$$

čia γ^p – plastinės šlyties deformacijos.

Plastinių šlyties ir plastinių normalinių deformacijų ryšis KGM išreiškiamas priklausomybe:

$$\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p, \quad (3.10)$$

čia ε_1^p – plastinės vertikaliosios deformacijos.

KGM stabilometrinio įtempių būvio atveju tūrinių deformacijų takumo ribos funkcija nusakoma išraiška (angl. *volumetric hardening*) (3.4 pav.):

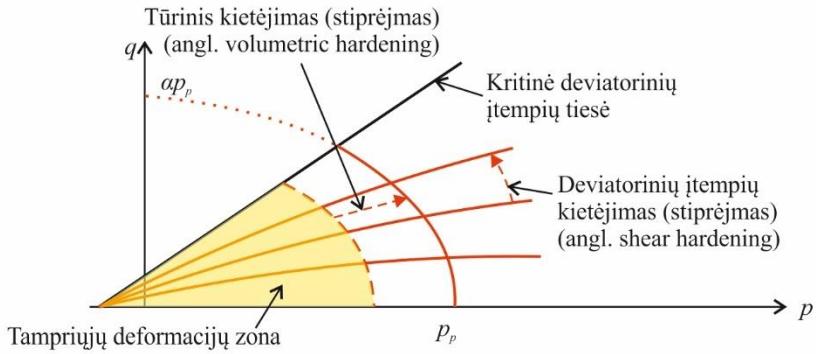
$$f_c = \frac{-(\sigma_1 - \sigma_3)}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2, \quad (3.11)$$

čia α – papildomas modelio parametras nusakantis ryšį tarp p_p ir q (3.4 pav.); p_p – vidutiniai perkonsolidavimo įtempiai (veikę gruntą įtempiai praeityje).

Kaip ir visuose plastiniuose modeliuose KGM yra apibrėžtas ryšys tarp plastinių tūrinių ε_v^p ir plastinių šlyties γ^p deformacijų:

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi'_m \gamma^p, \quad (3.12)$$

čia ψ'_m – mobilizuotas dilatacijos kampas.



3.4 pav. Grunto šlyties ir tūrinių deformacijų takumo ribos apibrėžimo sritis
Fig. 3.4. Yield surfaces of shear and volumetric hardening

Poringumo koeficiento e ir tūrinių deformacijų ε_v ryšys KGM išreiškiamas lygtimi:

$$\varepsilon_{v0} - \varepsilon_v = \ln \left(\frac{1+e}{1+e_0} \right), \quad (3.13)$$

čia ε_{v0} – pradinės tūrinės deformacijos; e_0 – pradinis poringumo koeficientas.

KGM dilatacija kontroliuojama apribojant maksimalų e_{max} ir minimalų e_{min} poringumo koeficientus (3.5 pav.). Kai $e < e_{max}$, tuomet galioja ši priklausomybė:

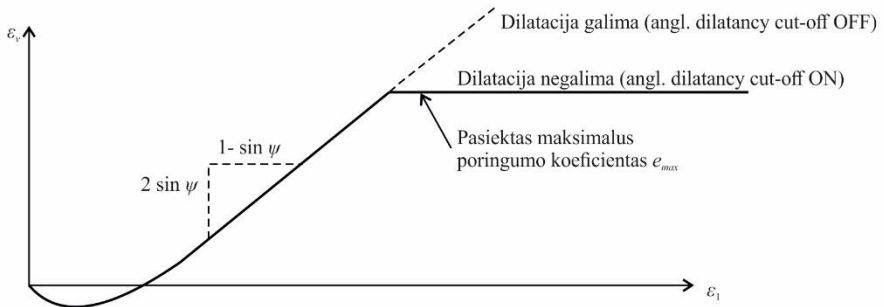
$$\sin \psi'_m = \frac{\sin \varphi'_m - \sin \varphi'_{cs}}{1 - \sin \varphi'_m \sin \varphi'_{cs}}, \quad (3.14)$$

Kai $e \geq e_{max}$, tuomet:

$$\sin \psi'_m = 0. \quad (3.15)$$

Mobilizuoto vidinės trinties kampo φ'_m išraiška KGM:

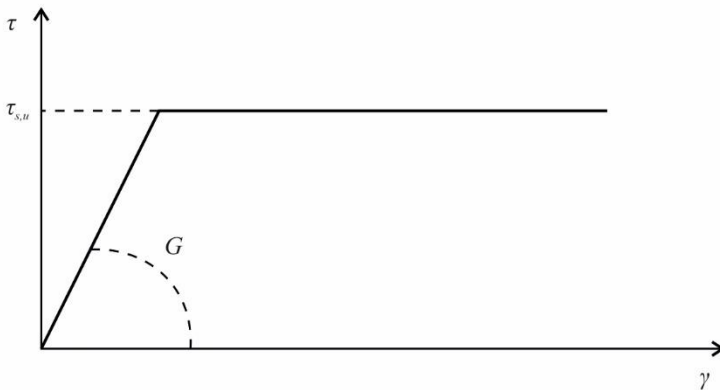
$$\sin \varphi'_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c' \cot \varphi'_p}. \quad (3.16)$$



3.5 pav. Tūrinį ir vertikalųjų deformacijų priklausomybė taikant dilatacijos ribojimo funkciją stabilometro bandymo metu

Fig. 3.5. Resulting strain curve for a standart drained triaxial test including dilatance cut-off

Kontakto elementams taikytas tamprusis-idealiai plastinis Mohro-Kulono modelis (MKM) (3.6 pav.). Kai grunto zonų modeliavimui taikomas KGM, o kontakto elementams MKM, k_n ir k_s nustatymui naudojamas grunto zonose besiribojančiose su kontakto elementais mobilizuotas tampriasis deformacijas reprezentuojantis, bei nuo įtempių lygio priklausantis deformacijų modulis $E_{ur} \rightarrow E_{eod}$.



3.6 pav. Tampriojo-idealiai plastinio Mohro-Kulono modelio šlyties įtempių ir deformacijų priklausomybė

Fig. 3.6. Shear stress and strain relation in linear elastic perfectly plastic Mohr-Columb model

Idealiai tamprios izotropinės medžiagos fizinis modelis taikytas polį reprezentuojančioms zonoms, kurio pagrindiniai parametrai pateikti 3.1 lentelėje.

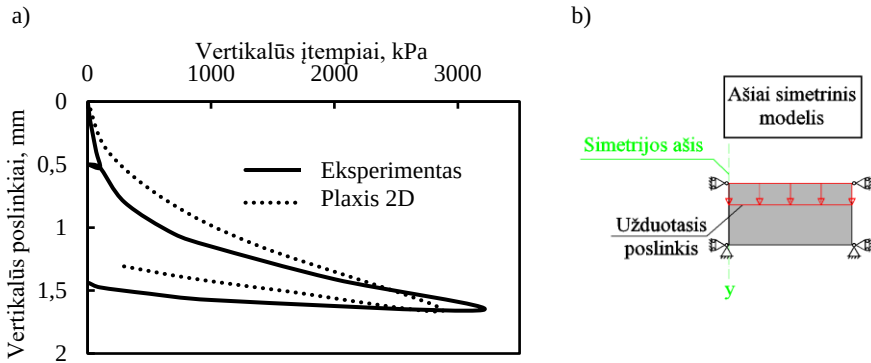
3.1 lentelė. Skaitiniam modeliavimui taikyti įvesties parametrai

Table 3.1. Input parameters for numerical modelling

Įvesties parametras	Mato vnt.	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5
KGM						
γ'	kN/m ³	16,08	16,08	16,08	16,08	16,08
e_0	-	0,689	0,689	0,689	0,689	0,689
e_{max}	-	1,650	1,650	1,650	1,65	1,65
e_{min}	-	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
ϕ'_p	°	51,00	49,00	47,00	46,00	45,00
ψ'_p	°	26,00	23,00	21,00	19,00	18,00
c'	kPa	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
E_{eod}^{ref}	kPa	125000	125000	125000	125000	125000
E_{50}^{ref}	kPa	125000	125000	125000	125000	125000
E_{ur}	kPa	375000	375000	375000	375000	375000
m	-	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
ν_{ur}	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
σ^{ref}	kPa	2000	2000	2000	2000	2000
Papildomi KGM parametrai taikomi kontakto elementams						
t_s	mm	9	9	9	9	9
δ_{inter}	°	30,5	30,5	30,5	30,5	-
Idealiai tamprios izotropinės medžiagos fizinis modelis						
E_{steel}	kPa	205 10 ⁶	205 10 ⁶	205 10 ⁶	-	-
ν_{steel}	-	0,30	0,30	0,30	-	-

3.1.3. Fizinio modelio parametų kalibravimas

KGM parametrai E_{eod}^{ref} ir E_{ur} (pateikiami 3.1 lentelėje) nustatyti taikant atvirkštinę odometro bandymų skaitinę BEM analizę (angl. *back analysis*). Diskretinį ašiai simetrinį odometro bandymų modelį ir eksperimentinių bei skaitinių tyrimų rezultatų sugretinimas pateiktas 3.7 paveiksle.



3.7 pav. Odometro bandymų skaitinis modeliavimas:

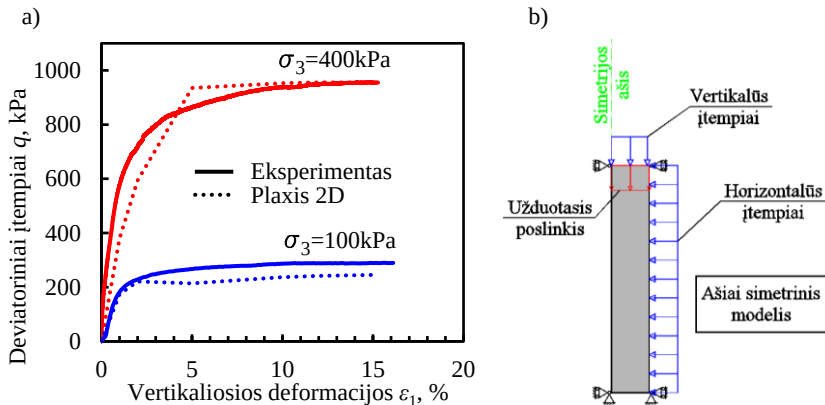
a) rezultatų palyginimas; b) diskretizacijos schema

Fig. 3.7. Numerical modelling of oedometer tests:

a) a comparison of the results; b) the scheme of the discretization

Kirstinis atskaitinis deformacijų modulis E_{50}^{ref} (nurodytas 3.1 lentelėje) nustatytas taikant atvirkštinę stabilometro bandymų skaitinę FEM analizę. Diskretinis ašiai simetrinis stabilometro bandymų modelis ir eksperimentinių bei skaitinių tyrimų rezultatų sugretinimas pateiktas 3.8 paveiksle.

Atvirkštinėms odometro ir stabilometro bandymų analizėms taikytas deformacijų modulio priklausomybė nuo įtempių nusakantis dydis $m = 0,45$ priimtas pagal Brinkgreve *et al.* (2000) atliktą smėlinių gruntų eksperimentinį ir skaitinį tyrimą. Atskaitiniai įtempiai abiem atvejais taikyti $\sigma^{ref} = 2000$ kPa.



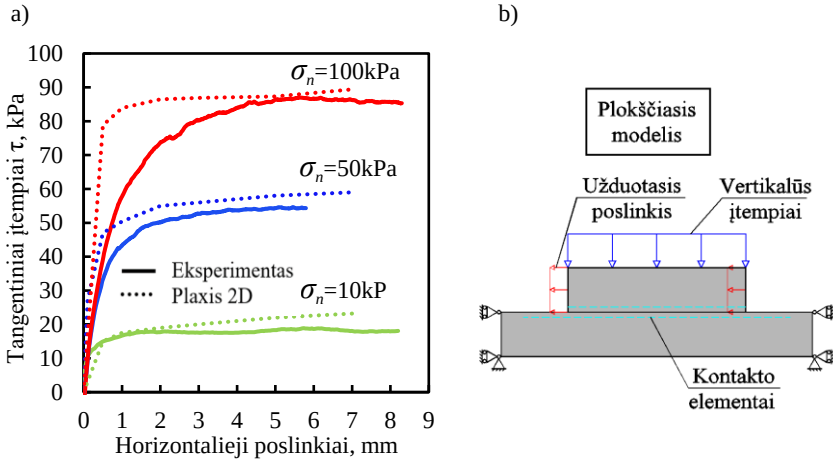
3.8 pav. Stabilometro bandymų skaitinis modeliavimas:

a) rezultatų palyginimas; b) diskretizacijos schema

Fig. 3.8. Numerical modelling of triaxial tests:

a) a comparison of the results; b) the scheme of the discretization

Kontakto elementų elgsenos kalibravimui atliktas tiesioginio kirpimo bandymų modeliavimas taikant KGM. Diskretinis modelis ir rezultatų sugretinimas pateiktas 3.9 paveiksle.



3.9 pav. Tiesioginio kirpimo bandymų skaitinis modeliavimas:

a) rezultatų palyginimas; b) diskretizacijos schema

Fig. 3.9. Numerical modelling of direct shear tests:

a) a comparison of the results; b) the scheme of the discretization

Pagal įtempių ir deformacijų būvį atskirojo polio šono ir grunto sąveikos uždavinys yra plokščiasis (Randolph, Gourvenec 2011), todėl atliekant skaitinę analizę taikytas kintamas kirstinis pikinis vidinės trinties kampas φ'_p parinktas iš kritinių tangentinių įtempių gaubtinės (2.6 pav.) pagal veikiančius normalinius įtempius σ_n (tiesioginio kirpimo bandymų modeliavimo atveju), arba horizontaliuosius įtempius σ'_{ro} (polio bandymų modeliavimo atveju).

Dilatacijos kampas ψ'_p apskaičiuotas pagal Bolton (1986) pasiūlytą priklausomybę tarp φ'_p ir φ'_{cs} :

$$\psi'_p = \frac{\varphi'_p - \varphi'_{cs}}{0,8}. \quad (3.17)$$

Gera žinoma, kad kvarciniuose smėliuose sankabumas faktiškai neegzistuoja ($c' = 0$) (Terzaghi *et al.* 1996, Craig 2004), tačiau modeliuojant turi būti priimtas lygus nedidelei reikšmei (pvz., 0,2 kPa) tik tam, kad būtų išvengta skaitinio neapibrėžtumo matematiniam modelyje (Said *et al.* 2009, Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, D'Aguiar 2008).

Grunto nukrovimo ir pakartotinio apkrovimo deformacijų Puasono koeficientas ν_{ur} priimtas lygus 0,2 pagal Brinkgreve *et al.* (2000).

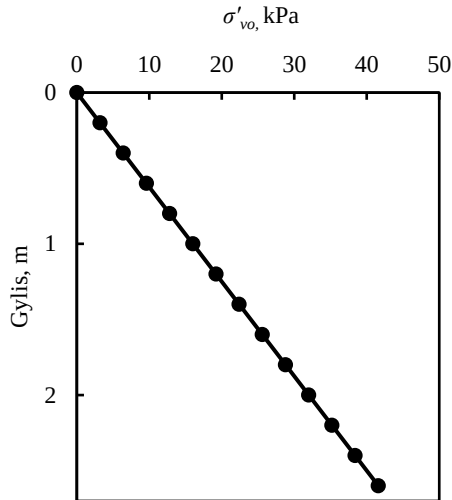
3.1.4. Modeliavimo fazės

Atskirųjų spraustinių polių bandymų statine apkrova modeliavimas suskirstytas į atskiras fazes: geostatinę; įspraudimo efektų atkūrimo; pakopinio apkrovimo ir nukrovimo.

Geostatinėje fazėje atkurtas pradinis (prieš polio įspraudimą) įtempių būvis grunte. Vertikalūs įtempiai sukelti grunto nuosavo svorio σ'_{vo} apskaičiuoti pagal priklausomybę:

$$\sigma'_{vo} = \rho g h_i, \quad (3.18)$$

čia ρ – tirto grunto tankis; g – laisvojo kritimo pagreitis; h_i – gylis kuriame skaičiuojami įtempiai.



3.10 pav. Vertikaliųjų įtempių pasiskirstymas pamatų pagrindo dėžėje

Fig. 3.10. Overburden pressure distribution

Horizontalūs įtempiai σ'_{ro} apskaičiuoti pagal priklausomybę:

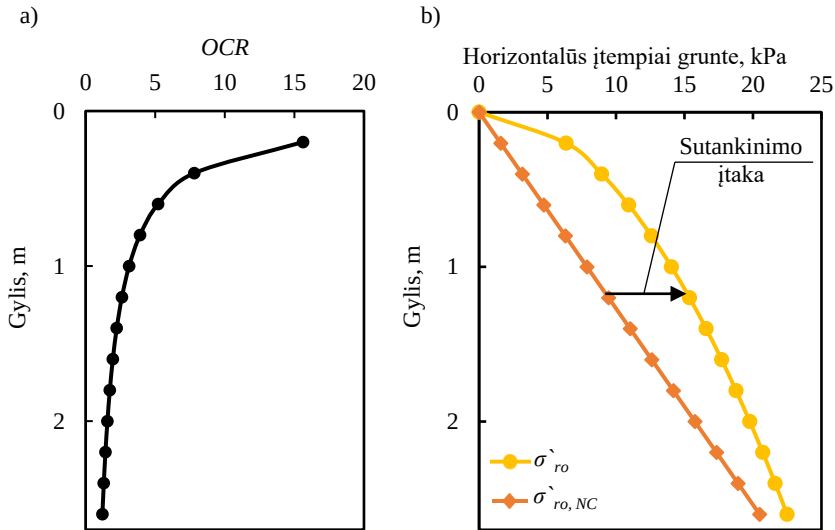
$$\sigma'_{ro} = \sigma'_{vo} K_o, \quad (3.19)$$

čia K_o – rimties slėgio koeficientas.

Rimties slėgio koeficientas K_o apskaičiuotas pagal Mayne, Kulhawy (1982) pasiūlytą lygtį:

$$K_o = (1 - \sin \varphi_{cs}) OCR^{\sin \varphi_{cs}}, \quad (3.20)$$

čia OCR – perkonsolidavimo (pertankinimo) rodiklis.



3.11 pav. Pasiskirstymas pamatų pagrindo dėžėje:
a) Perkonsolidavimo rodiklio OCR; b) horizontalių įtempių
Fig. 3.11. Distribution of: a) overconsolidation ratio OCR;
b) horizontal soil stress

Eksperimentiškai nustatyta, kad grunto tankinimas sukelia papildomus lieka-muosius horizontalius įtempius grunte, taip pat sukuria įtempių istoriją (Broms 1971, Duncan, Seed 1986). Šios disertacijos antrame skyriuje aprašyto dirbtinio pagrindo paruošimo metu, prieš supilant gruntą į dėžę jis buvo normaliai konsoli-duotas (angl. *normally consolidated* – NC), tačiau po supylimo ir sutankinimo tapo perkonsoliduotas (angl. *overconsolidated* – OC). Apie perkonsolidavimą taip pat galima spręsti iš SZB bandymų metu nustatytos netiesinės q_c ir gylio priklausomybės (2.2 pav.), kuri normaliai konsoliduotų gruntų atveju yra tiesinė (Kra-sinski, Kusio 2014).

Tam kad į dėžę supiltam grunto tūriui (reikalingo suformuoti vieną pagrindo sluoksnį) būtų pasiektas užsiduotas poringumo koeficientas e_0 , normaliai konsoli-duotas (supiltas be tankinimo) grunto depozitas turėjo būti suspaustas naudojant tam tikro didžio vertikalios įtempius (sukurtus naudojant statinę jėgą arba vibruo-jančią plokštę), kurie teoriškai yra lygūs kiekvienam supiltam ir sutankintam grunto sluoksniui. Šie įtempiai vadinami perkonsolidavimo arba pertankinimo slėgiu σ'_p , kuris lygus:

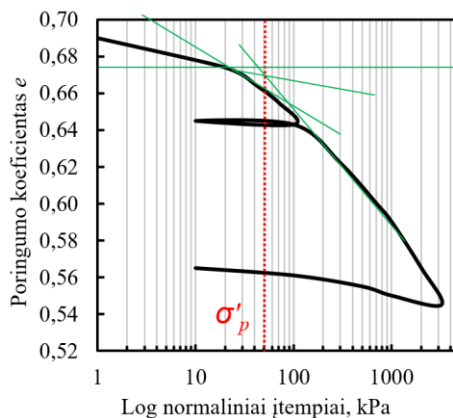
$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} OCR. \quad (3.21)$$

Odometro bandymai atlikti naudojant nesuardytos ir suardytos sandaros grunto bandinius parodė, kad paruošto pagrindo dėžėje ir suformuoto laboratorijoje (supilto į metalinį žiedą ir sutankinto iki kol bus pasiektas e_0) elgsena yra vienoda (2.7 pav.), dėl to padaryta prielaida, kad įtempių istorija sukurta dėžėje ir odometro bandiniuose yra taip pat vienoda. Perkonsolidavimo slėgis $\sigma'_p = 50$ kPa nustatytas pagal Casagrande (1936) pasiūlytą metodiką (3.12 pav.).

Perkonsolidavimo rodiklio OCR priklausomybė nuo gylio pateikta 3.11 a) paveiksle nustatyta iš 3.21 lygties išreiškus OCR .

3.11 b) paveiksle pateikta hipotetinių horizontaliųjų įtempių grunte $\sigma'_{ro,NC}$ ir gylio priklausomybė, kuri galėtų į dežę supiltas gruntas nebūtų sutankintas. Horizontaliojo slėgio koeficientas normalios grunto konsolidacijos atveju apskaičiuotas taikant Jaky (1948) pasiūlytą priklausomybę:

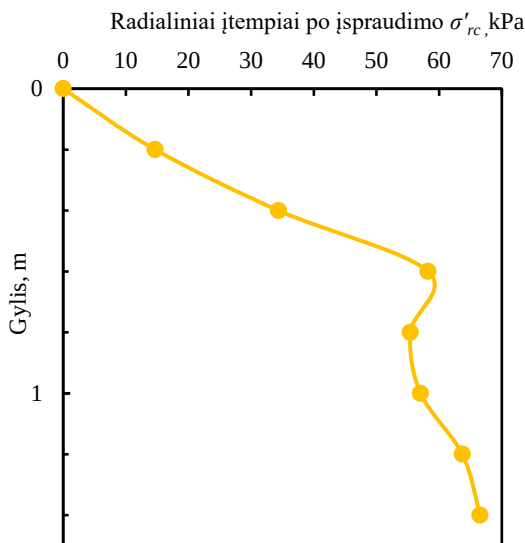
$$K_{o,NC} = (1 - \sin \varphi_{cs}). \quad (3.22)$$



3.12 pav. Perkonsolidavimo slėgio nustatymas taikant (Casagrande 1936) metodą

Fig. 3.12. Determination of over consolidation stress using (Casagrande 1936) approach

Radialiniai įtempiai veikę polio šoninį paviršių po išspraudimo į gruntą σ'_{rc} atkurti taikant Jardine *et al.* (2005) pasiūlytą empirinį metodą (3.13 pav.), pagal kurį apskaičiuoti ribiniai tangentiniai įtempiai mažiausiai skyrėsi nuo šioje disertacijoje pristatomų eksperimentų metu išmatuotų. Detalus šio metodo aprašymas pateiktas teoriniame šios disertacijos skyriuje. Modeliuojant 3.13 paveiksle pateiktas radialinių įtempių pasiskirstymas gautas priartėjimo keliu polio zonoms suteikiant skirtingo dydžio tūrinės deformacijas.



3.13 pav. Radialinių įtempių sukurtų po polio įspraudimo į gruntą pasiskirstymas

Fig. 3.13. Radial stress distribution after pile installation

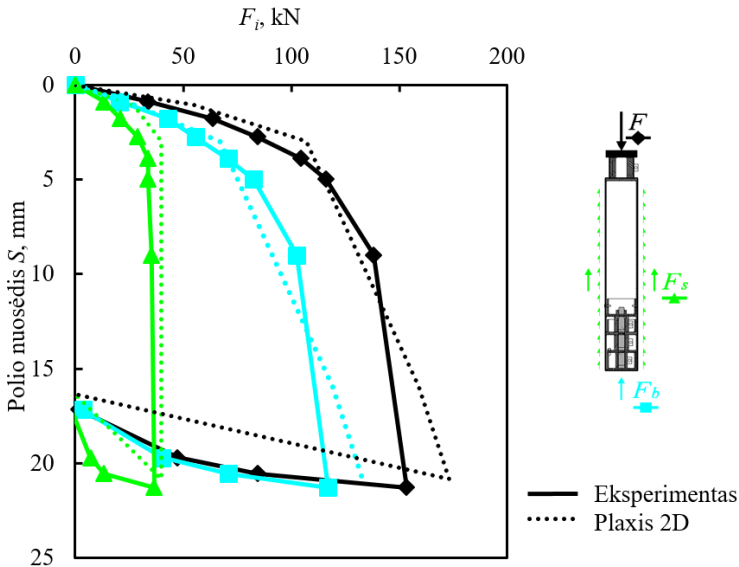
Polio įspraudimo efektai po polio padu atkurti simuliuojant polio pagrindo pirminį apkrovimą, kuris įvyko įspraudimo metu. Tam polio padui priskirti įtempiai lygūs pagrindo takumo įtempiams 2225 kPa nustatytiems iš polių bandymų statine apkrova kreivės (3.14 pav.). Po to kai po polio padu mobilizavosi takumo įtempiai bendra polio šono ir pado apkrova buvo lygi 120 kN.

Turi būti pažymėta, kad grunto tankio pokyčiai atsiradę po įspraudimo aplink polių skaitiškai nebuvo atkurti, nes daro nežymią įtaką polio pagrindo elgsenai (standžiui ir stipriui).

Po to kai buvo atkurtas pradinis įtempių būvis ir šono bei pado sukelti įspraudimo efektai dirbtiniam pagrindui, atliktas pakopinis polio apkrovimo ir nukrovimo modeliavimas.

3.1.5. Skaitinio modeliavimo rezultatai

Eksperimentų ir skaitinio modeliavimo rezultatų sugretinimas pateiktas 3.14 paveiksle. Vertinant skaitiniu modeliavimu atkurtą polio šono elgseną matyti, kad skaitiškai nustatyti 12 % didesni ribiniai tangentiniai įtempiai lyginant juos su eksperimentiniais.



3.14 pav. Atskirojo spraustinio polio statinės jėgos bandymų ir skaitinio modeliavimo taikant Plaxis 2D programą rezultatų gretinimas

Fig. 3.14. Comparison of single pile vertical load test vs Plaxis 2D numerical modelling

Skaičiavimais nustatyti ribiniai šlyties įtempiai mobilizavosi polio nuosėdžiai pasiekus $0,01D$, tuo tarpu polių bandymų metu ribiniai įtempiai pasireiškė poliui nusėdus $0,02D$. Parametrinė analizė parodė, kad tampriųjų deformacijų zonoje pagrindiniai parametrai nusakantys polio šoną veikiančių įtempių ir nuosėdžių priklausomybę iki idealiai plastinių deformacijų pasireiškimo ribos, yra nukrovimo / pakartotinio apkrovimo deformacijų modulis E_{ur} ir šlyties zonos storis t_s .

Ekspperimentinių tyrimų metu nustatyta, kad aplink polį formuojasi gruntas-gruntas tipo šlyties zona, dėl to kontakto trinties koeficientas δ_{inter} priimtas lygus kritinio būvio vidinės trinties kampui φ'_{cs} . Žinoma, kad tos pačios mineraloginės sudėties gruntų φ'_{cs} kinta mažame intervale $30\text{--}32^\circ$ (Terzaghi *et al.* 1996, Craig 2004), todėl gali būti priimtas kaip konstanta (šios disertacijos eksperimentinėje dalyje pristatyti tiesioginio kirpimo bandymai parodė, kad $\varphi'_{cs} = 30,5^\circ$). Taigi galima konstatuoti, kad ribiniai šono tangentiniai įtempiai (mobilizuojami polio nuosėdžiai pasiekus $0,01D$) daugiausia priklauso nuo išsraudimo metu aplink polį sukeltų radialinių įtempių σ_{rc} . Iš 3.14 paveiksle pateikto sugretinimo matyti, kad skaitiniu modeliavimu nustatyta polio šono ir pado elgsena atitinka eksperimentiškai gautas veikiančių jėgų bei nuosėdžių priklausomybes, todėl galima daryti išvadą, kad spraustinio polio išsraudimo į gruntą metu sukeltų radialinių

įtempių atkūrimas pritaikant pusiau empirinį metodą pasiūlytą Jardine *et al.* (2005) yra pakankamai tikslus praktiniam taikymui.

Vertinant skaitiniu modeliavimu atkurtą polio pado elgseną matyti, kad skaitiškai nustatyti 13 % didesni normaliniai įtempiai mobilizuojami polio nuosėdžiui pasiekus 0,1D lyginant juos su eksperimentiniais. Parametrinė analizė parodė, kad polio pado elgsena daugiausia priklauso nuo perkonsolidavimo slėgio (įtempių istorijos) sukulto po polio padu išsraudimo į gruntą metu. Iš 3.3 paveikslo matyti, kad pakartotinio apkrovimo metu KGM įtempių ir deformacijų sąryšiui nusakyti taikomas nukrovimo / pakartotinio apkrovimo deformacijų modulis E_{ur} , todėl gali būti įvardytas kaip pats svarbiausias parametras nulemiantis trumpo spraustinio polio pado apkrovos ir nuosėdžių priklausomybę (kuri praktiniu požiūriu yra svarbiausia tikrinant TRB ribinių būvių sąlygas), iki žymių plastinių deformacijų mobilizacijos.

Sudarytasis skaitinis modelis gali būti lengvai pritaikomas kitokios geometrijos polių ir kitokių fizinių bei mechaninių savybių nesankabių gruntų sąveikos modeliavimui, kai polių veikia statinė vertikalioji jėga.

3.2. Variacinis statinio ir pagrindo sąveikos modeliavimas baigtinių elementų metodu

Siekiant ištirti eksperimentais nustatyto nevienalyčio polių ir grunto sąveikos standžių pasiskirstymo grupėje įtaką antžeminių konstrukcijų deformacijoms ir įrašoms, atliktas variacinis statinio ir pagrindo sąveikos modeliavimas taikant BEM įdiegtą į SCIA Engineer komercinę konstrukcijų skaičiavimo programą.

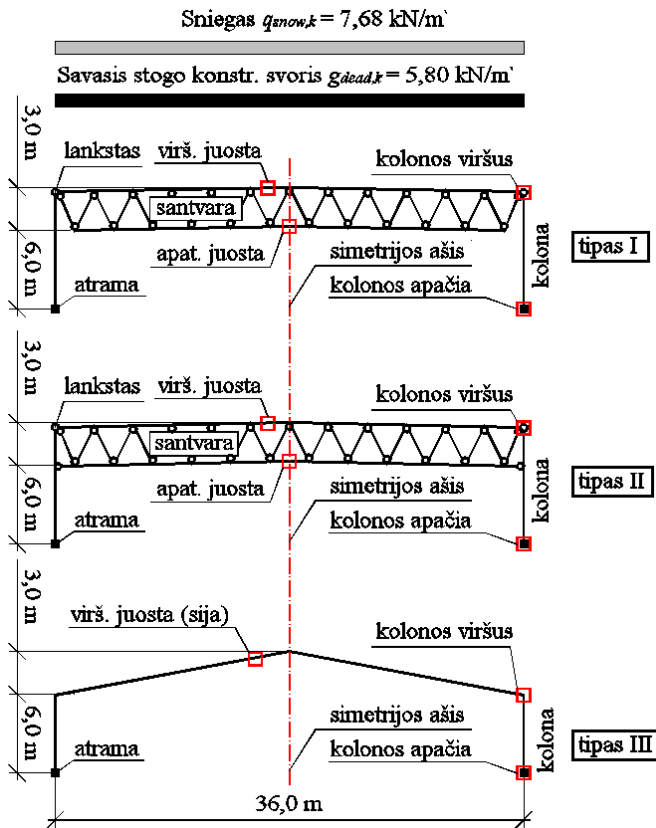
Analizei pasirinktos trys tipinės rėminių konstrukcijų schemos, kurių diskretizacija ir veikiančios jėgos pateiktos 3.15 paveiksle. Skaičiavimams taikytas idealiai tamprios izotropinės medžiagos fizinis modelis, taip pat tiesinė poslinkių ir įtempių priklausomybė t. y. skaičiavimais nebuvo vertinamas geometrinis modelio elgsenos netiesiškumas. Analizei taikytas tik vienas poveikių derinys, kurį sudaro laikančiųjų konstrukcijų bei denginio savasis svoris ir kintama sniego apkrova (3.15 pav.).

3.2.1. Polių grupių bei grunto diskretizavimas ir kraštinės sąlygos

Modeliuojant taikytos trijų tipų kolonų atramos su simetriniu ir asimetriniu orientavimu rėmo ašies atžvilgiu (3.16 pav.).

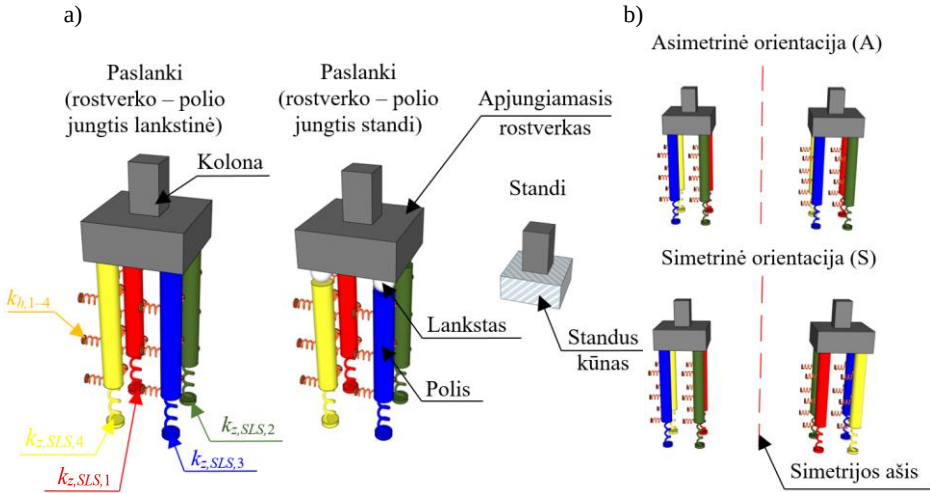
Atramos tipas – *Standi* naudotas tam, kad būtų nustatyti rėmų konstrukcinių elementų poslinkiai be grunto ir statinio sąveikos sukeltamų efektų.

Kiti du atramų tipai – *Paslanki* (rostverko – polio jungtis lankstinė) ir *Paslanki* (rostverko – polio jungtis standi), susidedantys iš strypinių BE (polių) apjungtų plokštė (rostverku) ir horizontalių bei vertikalų spyruoklių reprezentuojančių grunto ir polių sąveiką, naudoti tam, kad būtų galima skaitiškai nustatyti bendrųjų pastato ir pagrindo deformacijų dydį, jų priklausomybę nuo polių ir rostverko (apjungiamosios plokštės) jungties tipo, taip pat nustatyti konstrukcinių elementų įrąžų pokyčius (3.16 pav.).



3.15 pav. BEM analizei taikytų rėmų diskretizacijos ir veikiančių apkrovų schemas

Fig. 3.15. Discretization and load cases schemes which were applied for FEM analysis



3.16 pav. Modeliavimui taikytų atramų: a) tipas; b) orientacija
Fig. 3.16. Support applied for the modelling: a) type; b) orientation

Vertikalieji kirstiniai standžiai $k_{z,SLS,1} = 9,89$ MN/m, $k_{z,SLS,2} = 10,11$ MN/m, $k_{z,SLS,3} = 12,61$ MN/m ir $k_{z,SLS,4} = 16,48$ MN/m nustatyti iš šios disertacijos eksperimentinėje dalyje pristatytų atskirųjų polių pagrindo bandymų (pozicijoje Nr. 1) po gretimųjų išspraudimo rezultatų (3.17 pav. ir 2.23 pav.) priimant tinkamumo ribinio būvio neviršijantį (pagal daugelį projektavimo normų) nuosėdį lygų $0,05D$ (5 mm). Horizontalieji standžiai $k_{h,1} = k_{h,2} = k_{h,3} = k_{h,4} = 0 \rightarrow 120$ MN/m³ apskaičiuoti pagal Reese, Matlock (1960) nustatytą priklausomybę tarp gylio, polio skersmens ir grunto fizinio būvio (tankumo):

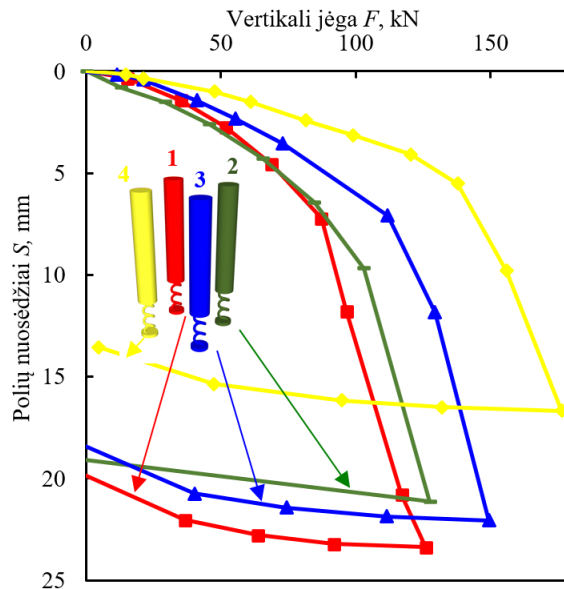
$$k_h = n_h \frac{z_i}{D}, \quad (3.23)$$

čia n_h – horizontaliojo suspaudžiamumo modulis (tankiam smėliui lygus 18 MN/m³); z_i – gylis.

Taškinis horizontalusis standis gautas taikant lygtį:

$$k_{h,i} = 0,5(z_i + z_{i+1})n_h L_i, \quad (3.24)$$

čia L_i – polio dalies, kurioje gruntas reprezentuojamas horizontaliu standžiu, ilgis.



3.17 pav. Atskirųjų polių pagrindo bandymų po gretimųjų įsraudimo rezultatai.
Grupės pozicija Nr. 1

Fig. 3.17. Single pile tests after the adjacent piles were installed at group position no. 1

3.2.2. Skaitinio modeliavimo rezultatai ir jų analizė

Atliktas variacinis skaitinis modeliavimas, kurio rezultatai pateikti 3.2 lentelėje, parodė, kad vertinant grunto, polių ir pagrindo sąveiką kolonos viršaus horizontalieji poslinkiai gauti nuo 2 % iki 802 % didesni. Didesnės poslinkių reikšmės gautos asimetrinio atramų orientavimo atveju esant lankstiniai jungčiai tarp polio ir apjungiamojo rostverko. Skaičiavimai parodė, kad standžių netolydumo sukeltas deformacijų padidėjimas gali būti sumažintas iki 45 %, jeigu apjungiamojo rostverko ir polių jungtys užstandinamos.

Išanalizavus vidinių jėgų pokyčius nustatyta, kad pirmojo tipo rėmo santvairoje gniuždymo ir tempimo jėgos kito nežymiai, o kolonoje lenkimo momentas sumažėjo iki 89 %. Antrojo tipo rėmo santvaros gniuždomoje juostoje jėga padidėjo iki 5 %, o tempiamoje iki 13 %, o kolonoje lenkimo momentas sumažėjo iki 36 %. Žymus ašinės jėgos sumažėjimas (iki 41 %) nustatytas trečiojo tipo rėmo sijose. Šio tipo rėmo kolonoje nustatytas iki 21 % lenkimo momento padidėjimas.

3.2 lentelė. Variacinio pagrindo ir statinio sąveikos modeliavimo BEM rezultatai
Table 3.2. Variational FEM simulation results of a soil-structure interaction

Rėmo tipas	Kolonos įtvirtis		Vertikalūs kolonos poslinkiai, mm	Horizontalūs kolonos poslinkiai, mm	Tempimo jėga santvaros apatinėje juostoje, kN	Gniuždymo jėga santvaros viršūnėje juostoje (arba rėmo sąjose), kN	Maksimalus lenkimo momentas kolonoje, kNm	Vertikalios atramų reakcijos, kN				
								Polio įsraud. eil. nr.				Viso
	Tipas	Orientacija						1	2	3	4	
I	Standi	-	0	5,0	1029,5	1025,6	24,5	-	-	-	-	425
	Paslanki (rostverko – polio jungtis lankstinė)	S	7,7	5,1 (↑2 %)	1028,9 (↓0,1 %)	1029,9 (↑0,4 %)	19,5 (↓20 %)	97	101	116	146	460
		A	7,9	45,1 (↑802 %)	1029,2 (↓0,0 %)	1027,7 (↑0,2 %)	2,8 (↓89 %)	115	120	99	126	460
	Paslanki (rostverko – polio jungtis standi)	S	7,7	5,1 (↑2 %)	1029,0 (↓0,0 %)	1029,4 (↑0,4 %)	14,6 (↓40 %)	96	99	116	149	460
		A	7,8	26,7 (↑434 %)	1029,2 (↓0,0 %)	1027,6 (↑0,2 %)	4,4 (↓82 %)	105	108	108	139	460
	Standi	-	0	4,2	803,9	904,3	346,3	-	-	-	-	425
II	Paslanki (rostverko – polio jungtis lankstinė)	S	7,5	4,4 (↑5 %)	903,5 (↑12 %)	943,6 (↑4 %)	244,3 (↓29 %)	82	85	128	165	460
		A	7,9	9,3 (↑121 %)	908,9 (↑13 %)	945,5 (↑5 %)	221,2 (↓36 %)	85	89	126	160	460
	Paslanki (rostverko – polio jungtis standi)	S	7,5	4,4 (↑5 %)	901,4 (↑12 %)	940,8 (↑4 %)	253,2 (↓27 %)	79	81	131	169	460
		A	7,9	9,0 (↑114 %)	907,4 (↑13 %)	943,3 (↑4 %)	232,1 (↓33 %)	82	85	128	165	460
	Standi	-	0	24,5	-	575,3	1591,8	-	-	-	-	425
	Paslanki (rostverko – polio jungtis lankstinė)	S	7,2	62,3 (↑154 %)	-	353,1 (↓39 %)	1870,8 (↑18 %)	60	65	149	186	460
III	Paslanki (rostverko – polio jungtis lankstinė)	A	8,0	65,6 (↑168 %)	-	349,9 (↓39 %)	1853,9 (↑16 %)	62	68	147	183	460
		S	7,0	54,1 (↑121 %)	-	340,3 (↓41 %)	1931,0 (↑21 %)	40	45	166	209	460
	Paslanki (rostverko – polio jungtis standi)	A	8,3	58,0 (↑137 %)	-	337,4 (↓41 %)	1916,6 (↑20 %)	43	47	164	206	460

Turi būti pažymėta tai, kad suprojektavus šiame poskyryje analizuojamų rėminių konstrukcijų elementus nevertinant pagrindo, polių ir antžeminių konstrukcijų sąveikos būtų viršyti tinkamumo (I – ojo tipo rėminės konstrukcijos atveju) ir saugos (II ir III tipo atveju) ribiniai būviai eksploatacijos metu apkrovoms pasiekus skaičiuotines vertes. Dėl to galima konstatuoti, kad pagrindo ir pastato sąveikos analizė turi būti atliekama, kai spraustinių polių grupės yra naudojamos įvairių pastatų apkrovas perduoti pagrindui, taip nustatant galimą įrašų persiskirstymą sukeltus bendrą pagrindo ir antžeminės konstrukcijos deformacijų ir užtikrinant reikiamą konstrukcijų patikimumą eksploatacijos metu.

3.3. Sąveikos koeficiento skaičiavimo metodas

Atliktas variacinis statinio, polių grupių ir pagrindo sąveikos modeliavimas baiginių elementų metodu parodė, kad nevienalytis polių-grunto sąveikos standžių pasiskirstymas grupėje turėjo ženklų įtaką antžeminės konstrukcijos deformacijoms ir įrašoms, todėl šiame poskyryje pristatomas originalus praktikoje taikytinas metodas skirtas apskaičiuoti sąveikos nevienalytiškumo koeficientą $\alpha_{kz,i}$, kuriuo galima nustatyti kiekvieno polio grupėje standį žinant vidutinį polių grupės ir pagrindo sąveikos standį. Pastebėta, kad polių pagrindą veikiant apkrovoms patenkančiomis į įprastų projektinių situacijų tinkamumo ribinio būvio (TRB) apkrovų intervalo režius, sąveikos nevienalytiškumo koeficientas nepriklauso nuo santykinio atstumo tarp polių, todėl tikrinant TRB gali būti apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$\alpha_{k_z,SLs,i} = 0,1i^2 - 0,3i + 1, i=1-4, \quad (3.25)$$

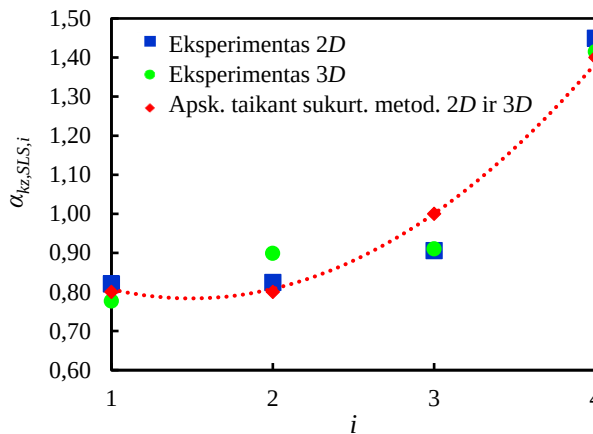
čia i – polio įspraudimo į gruntą eilės numeris.

Polių grupę veikiant jėgai, kuriai esant pagrindo nuosėdis pasiekia $0,1D$ sąveikos nevienalytiškumo koeficientas priklauso ne tik nuo įspraudimo eilės numerio, bet ir nuo santykinio atstumo tarp polių, todėl atskirojo polio grupėje sąveikos koeficientas tikrinant SRB apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$\alpha_{k_z,ULs,i} = 0,18 \frac{a}{D} e^{0,72 \frac{D}{a} i}, i=1-4, \quad (3.26)$$

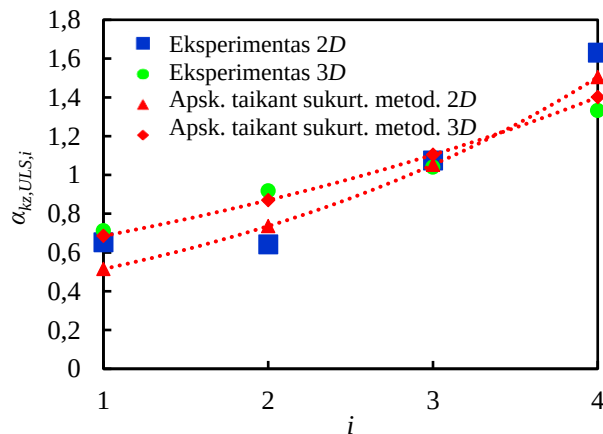
čia a – atstumas tarp polių centrų; D – polio skersmuo; e – matematinė konstanta (natūralaus logaritmo funkcijos pagrindas).

Apskaičiuotų sąveikos nevienalytiškumo koeficientų palyginimas su eksperimentiškai nustatytais pateiktas 3.18–3.19 paveiksluose.



3.18 pav. Apskaičiuotų ir eksperimentiškai nustatytų polių sąveikos grupėje nevienalytiškumo koeficientų $\alpha_{k_z,SLS,i}$ sugretinimas

Fig. 3.18. Comparison of predicted and experimentally determined pile interaction coefficient $\alpha_{k_z,SLS,i}$



3.19 pav. Apskaičiuotų ir eksperimentiškai nustatytų polių sąveikos grupėje nevienalytiškumo koeficientų $\alpha_{k_z,ULS,i}$ sugretinimas

Fig. 3.19. Comparison of predicted and experimentally determined pile interaction coefficient $\alpha_{k_z,ULS,i}$

Kiekvieno polio grupėje standis žinant vidutinį polių grupės ir pagrindo sąveikos standį $k_{z,g,SLS}$, tikrinant TRB, apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$k_{z,SLS,i} = k_{z,g,SLS} \frac{\alpha_{k_{z,SLS,i}}}{4}, i=1-4. \quad (3.27)$$

Kai žinomas vidutinis polių grupės ir pagrindo sąveikos standis $k_{z,g,ULS}$, kiekvieno polio grupėje standis, tikrinant SRB, apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$k_{z,ULS,i} = k_{z,g,ULS} \frac{\alpha_{k_{z,ULS,i}}}{4}, i=1-4. \quad (3.28)$$

Šiame poskyryje pateiktos polių-grunto sąveikos nevienalytiškumą padedančios įvertinti lygtys galioja polių grupėms sudarytoms iš keturių polių, kurių pagrindą sudaro tankūs smėliai.

3.4. Trečiojo skyriaus išvados

Atlikus atskirojo spraustinio polio pagrindo elgsenos modeliavimą BEM, taip pat variacinį statinio ir pagrindo sąveikos modeliavimą įvertinant atskirųjų polių (polių grupėse) ir grunto sąveikos kirstinių standžių netolydumą nustatyta:

1. Sudaryto spraustinio polio ir pagrindo sąveikos skaitinio modelio mechaninė elgsena atitinka statinės jėgos bandymais nustatytąją.
2. Spraustinio polio išspaudimo į gruntą metu sukeltų radialinių įtempių atkūrimas taikant pusiau empirinį metodą Jardine *et al.* (2005) pagrįstą statinio zondavimo duomenimis yra pakankamai tikslus praktiniam taikymui.
3. Kritiniai polio šono tangentiniai įtempiai daugiausia priklauso nuo išspaudimo metu aplink polį sukeltų radialinių įtempių σ_{rc}' .
4. Spraustinio polio pado elgsena daugiausia priklauso nuo perkonsolidavimo (pertankinimo) slėgio (įtempių istorijos) sukulto po polio padu išspaudimo į gruntą metu.
5. Kai spraustinių polių modeliavimui taikomas KGM, pats svarbiausias parametras nulemiantis padą veikiančios apkrovos ir nuosėdžių priklausomybės pobūdį, iki žymių plastinių deformacijų mobilizacijos, yra nukrovimo / pakartotinio apkrovimo deformacijų modulis E_{ur} .
6. Atskirųjų polių (polių grupėse) ir grunto sąveikos kirstinių standžių netolydumas daro ženklia įtaką rėminių konstrukcijų deformacijoms (pvz., kolonos posvyris dėl šio reiškinio padidėjo iki 803 %) ir įrašoms

(pvz., koloną veikiantis momentas dėl šio reiškinio kito nuo –89 % iki +21 %), todėl rekomenduojama atlikti pagrindo ir pastato sąveikos analizę, kai spraustinių polių grupės yra naudojamos įvairių pastatų apkrovas perduoti pagrindui. Standžių netolydumo sukeltas deformacijų padidėjimas gali būti sumažintas iki 45 %, jeigu apjungiamojo rostverko ir polių jungtys būtų užstandinamos.

7. Taikant sukurta metodą apskaičiuoti atskirojo polio grupėje kirstiniai standžiai tinkamumo ($k_{z,SLS,i}$) ir saugos ($k_{z,ULS,i}$) ribinių būvių sąlygomis, atitinka eksperimentais nustatytuosius. Pasiūlytuoju metodu įvertinta (eksperimentais nustatyta) įspraudimo eiliškumo ir atstumo tarp centrų įtaka kiekvieno polio grupėje standžio reikšmei.

Bendrosios išvados

1. Atlikus spraustinių polių ir grunto sąveikos eksperimentinių ir skaitinių tyrimų analizę nustatyta, kad iki šiol nebuvo tirta normalinių įtempių po polio padu įtaką tangentinių įtempių pasiskirstymo formai polio šoniniame paviršiuje, taip pat technologiškumo įtaka spraustinių polių grupių pagrindo nuosėdžiams, ribiniams įtempiams, polis-gruntas-polis, bei visuminei pastato ir pagrindo sąveikoms. Be to, Lietuvoje taikomi ribinių įtempių prognozavimo metodai sukurti poliams, kurių ilgio ir skersmens santykis $L/D \geq 20$, o Lietuvoje poliais laikomi pamatai kurių $L/D \geq 5$, dėl šios priežasties turi būti atliktas metodų tinkamumo vertinimas.
2. Eksperimentiniai atskirojo spraustinio polio ir jų grupių pagrindo tyrimai parodė, kad normaliniai įtempiai veikiantys po padu daro įtaką polio šono tangentinių įtempių pasiskirstymo formai ir lemia jų padidėjimą ties galu (iki 77 %).
3. Spraustinių polių grupių (veikiamų vertikaliosios jėgos) pagrinde pasireiškia žymus (iki 154 %) atskirųjų polių ir grunto sąveikos kirstinių standžių pasiskirstymas, kuris priklauso nuo įspraudimo eiliškumo ir atstumo tarp polių centrų.
4. Eksperimentų rezultatai parodė, kad esant nedideliam $\approx 0,03D$ (atitinka TRB) nuosėdžiui atskirųjų polių pagrindo atlaikoma jėga yra iki 12 % didesnė, lyginant su polių grupių pagrindo atlaikoma jėga, kuri mažėja, kai yra mažinamas

atstumas tarp polių centrų. Polių pagrindui nusėdus $0,1D$ (atitinka SRB) ir daugiau pagrindo atlaikoma jėga tampa iki 14 % didesnė polių grupių, lyginant su atskiraisiais poliais. Esant $0,1D$ nuosėdžiui, grupių atlaikoma jėga didėja mažėjant atstumui tarp polių centrų.

5. Atlikus atskirojo trumpo spraustinio polio pagrindo bandymų statine apkrova modeliavimą taikant sukurta koncepciją, nustatyta, kad eksperimentiniai ir skaitinio modeliavimo rezultatai sutampa. Atlikta modeliavimo parametrų jautrumo analizė parodė, kad polio pado elgsena daugiausia priklauso nuo perkonsolidavimo (pertankinimo) slėgio sukulto po polio padu įspraudimo į gruntą metu ir nukrovimo / pakartotinio apkrovimo deformacijų modulio E_{ur} . Polio šono ribiniai tangentiniai įtempiai daugiausia priklauso nuo įspraudimo metu aplink polį sukeltų radialinių įtempių σ_{rc}' .
6. Pastato ir pagrindo sąveikos analizė atlikta taikant BEM parodė, kad atskirųjų polių (spraustinių polių grupėse) ir grunto sąveikos kirstinių standžių netolydumas daro ženklį įtaką rėminių konstrukcijų deformacijoms ir įrąžoms.
7. Sukurtas metodas kurį taikant galima apskaičiuoti kiekvieno polio grupėje standį tinkamumo ($k_{z,SLs,i}$) ir saugos ($k_{z,ULs,i}$) ribinių būvių tikrinimui, kai yra žinomas vidutinis polių grupės ir pagrindo sąveikos standis $k_{z,g}$. Sukurtasis metodas įvertina įspraudimo eiliškumo ir atstumo tarp centrų įtaką kiekvieno polio grupėje standžio reikšmei. Metodas gali būti tobulinimas siekiant nustatyti grunto tipo, tankumo, polių skaičiaus, išdėstymo bei polių ilgio įtaką.
8. Atskirųjų polių (polių grupėse) ir grunto sąveikos kirstinių standžių netolydumas turi būti įvertintas projektuojant spraustinių polių grupių apjungiamuosius rostverkus (pvz., parenkant nepalankiausią t. y. sukeliantį didžiausią lenkimo momentą reakcijų pasiskirstymą) taip pat atliekant visuminę pagrindo ir pastato analizę, jeigu nesiimama priemonių šio reiškinio efektų sumažinimui. Standžių pasiskirstymo netolydumą galima sumažinti parenkant tinkamą polių įspraudimo eiliškumą, arba spraudžiant visus grupę sudarančius polius vienu metu.

Literatūra ir šaltiniai

Adejumo, T. W. 2013. Analyses of behaviour of pile groups in layered clay, *International Journal of Remote Sensing & Geoscience (IJRSG)* 2(2): 42–48.

Ai, Z. Y.; Yue, Z. Q. 2009. Elastic Analysis of Axially Loaded Single Pile in Multilayered Soils, *International Journal of Engineering Science* 47(11–12): 1079–1088.

Akai, K.; Otsuki, K. 1974. Model studies on the stress distribution and the bearing capacity of soil ground, in *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, 223: 99–107.

Al-Mhaidib, A. I. 2006. Experimental investigation of the behaviour of pile groups in sand under different loading rates, *Geotechnical and Geological Engineering* 24:889.

Amšiejus, J.; Dirgėlienė, N.; Norkus, A.; Skuodis, Š. 2014. Comparison of sandy soil shear strength parameters obtained by various construction direct shear apparatuses, *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 14(2): 327–334.

Amšiejus, J.; Mackevičius, R.; Medzvieckas, J.; Sližytė, D.; Stragys, V. 2006. *Gruntų fizikinės ir mechaninės savybės: Laboratoriniai darbai*. Vilnius: Technika. 164 p.

ASTM D4253–93. Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table, *ASTM International, West Conshohocken, PA*, 1993.

ASTM D4254–91, Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, *ASTM International, West Conshohocken, PA*, 1991.

Bai, X.; He, W.; Jis, J.; Han, Y. 2006. Experimental Study on the Interaction Mechanism of Cap – Pile Group – Soil, *Marine Georesources and Geotechnology* 173–182.

Balachowski, L. 2007. Size Effect in Centrifuge Cone Penetration Tests, *Archives of Hydro–Engineering and Environmental Mechanics* 54(3): 161–181.

Berezantzev, V. G.; Khristoforov, V. S.; Golubkov, V. N. 1961. Load bearing capacity and deformation of piled foundations, in *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 11–15.

Bhasi, A.; Rajagopal, K.; Reddy, V. 2010. Finite element study of the influence of pile jetting on load capacity of adjacent piles, *International Journal of Geotechnical Engineering* 4(3): 361–370.

Bolton, M. D. 1986. The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique* 36(1): 65–78.

Brinkgreve, R. B.; Engin, E.; Engin, H. K. 2000. Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* 137–142.

Broms, B. B. 1971. Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils, in *Proceedings of 4th Budapest Conference of Soil Mechanics Foundation Engineering*, 373–384.

Broms, B. B. 1981. *Pre-cast Piling Practice*. Thomas Telford, 130 p.

Casagrande, A. 1936. The determination of the preconsolidation load and its practical significance, in *Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering*. Harvard University Cambridge, 60–64.

Chore, H. S.; Ingle, R. K.; Sawant, V. A. 2010. Building Frame–Pile Foundation–Soil Interaction Analysis: A Parametric Study, *Interaction and Multi Scale Mechanics* 3(1): 55–79.

Comodromos, E. M.; Anagnostopoulos C. T.; Georgiadis M. K. 2003. Numerical assessment of axial pile group response based on load test, *Computers and Geotechnics* 30(6): 505–515.

Craig, R. F. 2004. *Craig's Soil Mechanics*. London: Spon Press, 458 p.

D'Aguiar, S. C. 2008. *Numerical Modelling of Soil–Pile Load Transfer Mechanisms*. PhD thesis, École Centrale Paris Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux.

de Nicola, A.; Randolph, M. F. 1993. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand, *Journal Geotechnical Engineering Div. ASCE* 119(12): 1952–1973.

Dijkstra, J. 2009. *On the modelling of pile installation*. PhD thesis, Delft University of Technology.

Dode, P. A.; Chore H. S.; Agrawal D. K. 2014. Interaction analysis of a building frame supported on pile groups, *Coupled Systems Mechanics* 3(3): 305–318.

Duncan, J.; Seed, R. 1986. Compaction–Induced Earth Pressures Under Ko–Conditions, *Journal Geotechnical Engineering* 112(1): 1409–1410.

- Faber, O. 1933. Pressure distribution under bases and the stability of foundations. *The Structural Engineer* 11(3): 116–125.
- Fleming, K.; Weltman, A.; Randolph M.; Elson, K. 2009. *Piling engineering*. Taylor & Francis, 380 p.
- Foray, P.; Genevois, J. M.; Labenieh, S. 1989. Effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux dans les sables, in *2nd International Conference of soils mechanics and foundations engineering*, 2: 913–914.
- Frost, J. D.; Hebeler, G. L.; Evans, T. M.; DeJong, J. T. 2004. Interface behaviour of granular soils, in *Proceedings of Engineering, Construction, and Operations in Challenging Environments*, 65–72.
- Yang, Z. X.; Jardine, R. J.; Zhu, B. T.; Foray, P.; Tsuha, C. H. 2010, Sand grain crushing and interface shearing during displacement pile installation in sand, *Geotechnique* 60(6): 469–482.
- Yetginer, A. G.; White D. J.; Bolton M. D. 2006. Field measurements of the stiffness of jacked piles and pile groups, *Geotechnique* 56(5): 349–354.
- ISO 22477–1:2005. *Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Pile load test by static axially loaded compression*.
- Jaky, J. 1948. Pressure in silos, in *Proceedings of 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1: 103–107.
- Jardine, F. M.; Chow, F. C.; Overy, R. F.; Standing, J. R. 2005. *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. Thomas Telford, London, 112 p.
- Kelevišius, K.; Gabrielaitis, L.; Amšiejus, J.; Norkus, A.; Sikora, Z. 2014. Study of bearing capacity of vibratory pile applying acceleration record, *Journal of Civil Engineering and Management* 20(1): 142–148.
- Kezdi, A. 1975. *Pile Foundations. Foundations Engineering Handbook*. New York: Van Nostrand, 600 p.
- Khare, R. J.; Chore, H. S. 2013. Interaction of building frame with pile, *International Journal of Electrical, Electronics and Computer Systems (IJECS)* 1(1): 2347–2820.
- Kishida, H. 1964. The Bearing Capacity of Pile Groups under Central and Eccentric Loads in Sands. *Report No.19, Building research institute, Ministry of construction, Japanese Govt*.
- Klotz, E. U.; Coop, M. R. 2001. An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands, *Geotechnique* 51(9): 733–751.
- Krasinski, A.; Kusio, T. 2014. Comparative model tests of SDP and CFA pile groups in non-cohesive soil, *Studia Geotechnica et Mechanica* 36(4): 7–11.
- Lazebnik, G. E.; Smirnov, A. A. 1965. Measurement of stresses under a rigid foundation block in the field, *Soil Mechanical and Foundation Engineering (USSR)* 2: 71–78.

Lehane, B. M.; Jardine, R. J.; Bond, A. J.; Frank, R. 1993. Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests, *Journal Geotechnical Engineering Div. ASCE* 119(1): 19–35.

Lehane, B. M.; Schneider, J. A.; Xu, X. 2005. The UWA–05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand. The University of Western Australia (UWA), Perth

Lings, M. L.; Dietz, M. S. 2005. The peak strength of sand–steel interfaces and the role of dilation. *Soils Found* 45(6): 1–14.

Loukidis, D.; Salgado, R. 2008. Analysis of the shaft resistance of non–displacement piles in sand, *Geotechnique* 58(4): 283–296.

LST EN 1997–1:2006. Eurokodas 7. Geotechninis projektavimas. 1 dalis. Pagrindinės taisyklės. Lietuvos standartizacijos departamentas, 2006. 138 p.

LST EN 1997–2:2007. Eurokodas 7. Geotechninis projektavimas. 2 dalis. Pagrindo tyrinėjimai ir bandymai. Lietuvos standartizacijos departamentas, 2009. 159 p.

LST EN ISO 14688–1:2007. Geotechniniai tyrinėjimai ir bandymai. Gruntų atpažintis ir klasifikavimas. 1 dalis. Atpažintis ir aprašymas (ISO 14688–1:2002). Lietuvos standartizacijos departamentas, 2007. 14 p.

Mayne, P. W.; Kulhawy, F. H. 1982. K_0 –OCR relationships in soil, *Journal of Geotechnical Engineering* 108(GT6): 851–872.

Mascarucci, Y.; Mandolini, A.; Miliziano, S. 2013 Effects of residual stresses on shaft friction of bored cast in situ piles in sand, *Journal of Geo–Engineering Sciences* 1: 37–51.

Mascarucci, Y.; Miliziano, S.; Mandolini, A. 2015. 3M Analytical Method: Evaluation of Shaft Friction of Bored Piles in Sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142(3).

McCabe, B. A.; Lehane, B. M. 2006. Behaviour of Axially Loaded Pile Groups Driven in Clayey Silt, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132(3): 401–410.

Meyerhof, G. G. 1951. The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique* 2(4): 301–332.

Meyerhof, G. G. 1953. A study of ultimate bearing capacity of piles, *Annl. Inst. tech. Batim.*, (63–64): 371–373.

Mylonakis, G.; Gazetas, G. 1998. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil, *Geotechnique* 48(1): 55–72.

Murzenko, Y. M. 1965. Experimental results on the distribution of normal contact pressure on the base of a rigid foundation resting on sand, *Soil Mechanic and Foundation Engineering (USSR)* 2(2): 69–73.

Nemat-Nasser S.; Okada N. 2001. Radiographic and microscopic observation of shear bands in granular materials, *Geotechnique* 51(9): 753–765.

PLAXIS 2D 2016 – *Reference Manual*.

- Randolph, M.; Gourvenec, S. 2011 *Offshore geotechnical engineering*. New York: Spon Press, 550 p.
- Randolph, M. F. 2003. 43rd Rankine Lecture: Science and empiricism in pile foundation design. *Geotechnique* 53(10): 847–875.
- Randolph, M. F.; Dolwin, J.; Beck, R. 1994. Design of driven piles in sand. *Geotechnique* 44(3): 427–448.
- Randolph, M. F.; Wroth, C. 1978. Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles, *JGED*, ASCE 104(GT12): 1465–1488.
- Randolph, M. F.; Wroth, C. 1979. An analysis of the vertical deformation of pile groups. *Geotechnique* 29(4): 423–439.
- Rasal, S. A.; Chore, H. S.; Dode, P. A. 2010. Interaction of frame with pile foundation, *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering* 59–62.
- Reddy, C. R.; Rao, T. D. 2011. Experimental study of a modelled building frame supported by pile groups embedded in cohesionless soil, *Interaction and Multiscale Mechanics* 4(4): 321–336.
- Reddy, C. R.; Rao, T. D. 2012. Study of soil interaction in a model building frame with plinth beam supported by pile group, *International Journal of Advanced Structural Engineering* 4(11).
- Reese, L. C.; Matlock, H. 1960. Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE 86(5): 63–91.
- Rivkin, S. A.; Gusenitsa, A. P. 1976. Field investigation of distribution of contact pressure in sands, sandy loams, and ordinary loams, *Soil Mechanic and Foundation Engineering (USSR)* 13: 12–15.
- Said, I.; De Gennaro, V.; Frank, R. 2009. Axisymmetric Finite Element Analysis of Pile Loading Tests, *Computers and Geotechnics* 36: 6–19.
- Schmertmann, J. H. 1978. Guidelines for cone test, performance, and design, *U.S. Federal Highway Administration FHWA* TS-78209.
- Shanz, T.; Vermeer, P. A.; Bonnier, P. G. 1999. The hardening soil model: Formulation and verification, in *Proceedings of Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis* 281–298.
- Sheng, E.; Dieter, E. K.; Wriggers, P. 2005 Finite element analysis of pile installation using large-slip frictional contact, *Computers & Geotechnics* 32(1): 17–26.
- Skuodis, Š.; Norkus, A.; Dirgėlienė, N.; Šlečkuvienė, A. 2013. Sand shearing peculiarities using direct shear device, in *Procedia Engineering. 11th international conference on Modern building materials, structures and techniques (MBMST)*, 1052–1059.
- Skuodis, Š.; Tamošiūnas, T. 2014. Direct shear tests with evaluation of variable shearing area, *Science – Future of Lithuania* 6(5): 499–503.

Sližytė, D.; Medzvieckas, J.; Mackevičius, R. 2012. Pamatai ir pagrindai. Vadovėlis. Vilnius: Technika, 248 p.

Tejchman, A. F. 1973. Model Investigation of Pile Group in sand, *Journal of soil Mechanics and Foundation Division* (2): 99–215.

Terzaghi, K. 1943. *Theoretical soil mechanics*. London: John Wiley and Sons, 510 p.

Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New Yourk: John Wiley & Sons, 549 p.

Uesugi, M.; Kishida, H. 1986. Influential factors of friction between steel and dry sand, *Soils and Foundations* 26(2): 29–42.

Uesugi, M.; Kishida, H.; Tsubakihara, Y. 1988. Behaviour of sand particles in sand–steel friction, *Soils and Foundations* 28(1): 107–118.

Vesic, A. S. 1967. Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand, in *Proceedings of a Symposium held at Duke University*, (5–6): 53–68.

Vesic, A. S. 1968. Experiments with instrumented pile group in sand, in *Proceedings of the seventy-first Annual Symposium in Performances of deep Foundation*, (23–28): 177–222.

Vesic, A. S. 1970. Tests on instrumented piles, Ogeechee river site, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 96(SM2): 561–584.

Vesic, A. S. 1975. *Principles of pile foundation design*. Durham: Duke University.

Vesic, A. S. 1977. *Design of pile foundations*. Washington D.C.: Transportation Research Council.

Viggiani, G.; Kuntz, M.; Desrues, J. 2001. An experimental investigation of the relationship between grain size distribution and shear banding in granular materials, in *Continuous and discontinuous modelling of cohesive–frictional materials*, 568: 111–127.

Viggiani, C.; Mandolini, A.; Russo G. 2012. *Piles and Pile foundations*. London & New York: Tailor & Francis, 278 p.

White, D. J. 2005. A general framework for shaft resistance on displacement piles in sand, in *Proc. Int. Symp. Front. Offshore Geotech. Perth Australia*, 697–703.

Zhang, Q.; Zhang, Z.; Li, S. 2013. Investigation into Skin Friction of Bored Pile Including Influence of Soil Strength at Pile Base, *Marine Georesources and Geotechnology* 31(1): 1–16.

Zhang, Z.; Zhang, Q.; Yu, F. 2011. A destructive field study on the behaviour of piles under tension and compression, *Journal of Zhejiang University–SCIENCE* 12(4): 291–300.

Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema sąrašas

Straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose

1. Martinkus, V.; Norkus, A.; Statkus, T.; Žilionienė, D. 2014. Experimental investigation of stresses in sand during the installation and loading of the short displacement pile, *The Baltic journal of road and bridge engineering* 9(1): 10–16. ISSN 1822-427X. (ISI Web of Science IF₂₀₁₄=0,766).
2. Martinkus, V.; Norkus, A. 2015. Analyses of soil–structure interaction based on vertical load tests of displacement piles, *Technical sciences* 18(4): 261–270. ISSN 1505-4675.
3. Statkus, T.; Martinkus, V. 2013. Kūginio stiprio ir giliojo spraustinio pamato pagrindo laikomosios galios bandymu, taip pat kitais metodais nustatytų deformacijų modulių priklausomybės, *Mokslas – Lietuvos ateitis = Science – future of Lithuania: Statyba, transportas, aviacinės technologijos = Civil and transport engineering, aviation technologies* 5(5): 525–529. ISSN 2029-2341.
4. Statkus, T.; Martinkus, V. 2014. Spraustinių polių, apkrautų vertikaliosiomis gniuždymo apkrovomis, smėlinio pagrindo nuosėdžių teorinis ir eksperimentinis tyrimas, *Mokslas – Lietuvos ateitis = Science – future of Lithuania: Statyba, transportas, aviacinės technologijos = Civil and transport engineering, aviation technologies* 6(5): 493–498. ISSN 2029-2341.

Straipsniai kituose leidiniuose

1. Martinkus, V.; Norkus, A.; Amšiejus, J.; Statkus, T. 2013. Experimental investigation of stress distribution of vertically loaded short displacement pile in cohesion-less soil, in *Procedia Engineering. 11th international conference on modern building materials, structures and techniques (MBMST)*. Amsterdam: Elsevier Science Ltd, 57: 754–761. ISSN 1877-7058. 2013. (ISI Proceedings).
2. Tumosa, K.; Martinkus, V. 2016. Comparative study of static and dynamic piles load tests carried out in different testing sites in Vilnius city, in *13th Baltic Sea region geotechnical conference. Historical experience and challenges of geotechnical problems in Baltic Sea region*. Vilnius: Technika, 272–275. ISSN 2424-5968.
3. Statkus, T.; Martinkus, V. 2013. Kūginio stiprio ir deformacijų modulio, gaunamo išspaudžiamais slėgio matuokliais ir kompresiniu aparatu, priklausomybės, 16-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija „Mokslas – Lietuvos ateitis“ 2013 metų teminė konferencija „Statyba“. Vilnius: Technika, 1–5. ISSN 2029-7149.

Summary in English

Introduction

Problem formulation

Piles are one of the most often used deep foundation type in nowadays geotechnical engineering practice, which are employed for transferring loads of upper structure to the lower base (usually dispersive soil layer or rock). The popularity of this foundation type is determined by its economic effectiveness and applicability for volatile geological conditions. The most versatile and effective deep foundation type is displacement piles.

Despite that pile-soil and pile-soil-pile interaction was experimentally and / or numerically investigated by more than a few researchers, after a deep analysis of the existing literature it was concluded, that there are still some gaps on the perception of this complex soil mechanic problem. No indications were found based on experimental data about the normal stress distribution under displacement pile base. After a comprehensive investigation of the existing empirical and analytical ultimate stress prediction approaches it was found that majority of those approaches are based on long ($L/D \geq 20$) model pile tests, however in Lithuania piles are called much shorter ($L/D \geq 5$) deep foundation, therefore the application of the analysed ultimate stress prediction methods is being questioned. The literature review also revealed that the influence of technological aspects on displacement pile groups ultimate stress and settlement, furthermore pile-soil-pile and soil-structure interactions are not deeply investigated so far.

Relevance of the thesis

Pile-soil interaction is a broad area for the research, which includes the basic issues of theory of soil mechanics and is closely associated with a variety of experimental, analytical, empirical and numerical stress and strain prediction methods. The solving outcomes of this problem contribute greatly in creation of better design system of contemporary structures.

The development of computational resources during the last few decades enabled investigators to apply numerical modelling for more sophisticated mechanical problems. For this reason, FEM numerical modelling is often adopted to get a deeper understanding of the soil movement, the pile behaviour and especially the mechanical behaviour of the soil-pile system (Said *et al.* 2009). Usually the numerical simulations are based on full scale instrumented and small scale model pile tests. Most of the parameters necessary for modelling of full scale piles is usually determined not directly, for instance, derived from cone penetration test profile (Said *et al.* 2009, Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, D'Aguiar 2008 etc.). This common practice brings a sort of amount of uncertainties. More parameters derived using indirect method are used, more uncertainties are generated. This problem is being tried to be solved using a small-scale pile tests performed in centrifuges. This type of testing allows to control a physical either mechanical soils properties with greater confidence and reconstitute the overburden pressure at the soil mass, but it has also a great flaw named as scale effect (Balachowski 2007).

Therefore, high quality full scale single model pile and pile group tests performed in prepared (controlling physical and mechanical properties) and well explored soil, would contribute greatly in numerical investigation of pile-soil and pile-soil-pile interactions, moreover, the collected experimental data, could be used for the development of new practical approaches applied for the analysis of soil-structure interaction.

Research object

The main object of the research is the interaction of the short displacement piles, soil and structure.

Aim of the thesis

The main aim of the thesis is to develop a new estimation method applied for the analysis of displacement pile-soil, pile-soil-pile and soil-structure interactions.

Objectives of the thesis

In order to achieve the aim of the research the following objectives must be fulfilled:

1. To create the full-scale model displacement pile, which is able to measure stresses induced by pile-soil interaction, prepare the soil deposit (dense sand) and to investigate the main physical and mechanical soil properties.
2. To carry out the static vertical load tests of single piles, the single piles after the adjacent piles were installed and different spacing pile groups, to measure the changes of the radial stress in the soil mass and soil displacements during these tests, also to determine the influence of the technological aspects on pile-soil-pile interaction.

3. To create the concept of the analysis of short displacement single pile-soil interaction and to make a numerical model based on FEM. To validate the experimental and numerical results. To perform the sensitivity analysis in order to determine the most important parameters which influence the mechanical behaviour of pile-soil interaction.
4. To carry out the variationally FEM modelling of soil, pile group and structure interaction. According to the results of the numerical simulation quantify the technological aspects influence on pile-soil-pile and soil-structure interactions. To develop a method, which enables to take in to account the technological influence on pile-soil-pile interaction.

Research methodology

In this research the different experimental methods for the determination of soil density, particle distribution, void ratio, water content, relative density, compressibility index, deformation modulus, internal friction angle, cone and shaft resistance were applied. For the piles load tests the soil stress and deformation measurement methods were employed. Moreover, for the experimental data results the comparative, statistical, and numerical methods were used. For the development of the proposed approach, which takes in to account the technological influence on pile-soil-pile interaction, the regression analysis method was applied.

Scientific novelty of the thesis

Preparing this dissertation these new findings were obtained in civil engineering:

1. Using the full-scale model displacement pile the normal stress distribution under pile base was measured and determined that it corresponds to contact stress distribution shape under rigid embedded rafts.
2. The experimental data showed, that the shear stress increase in the area near the pile tip is induced by the normal stress acting beneath the pile tip.
3. After the comparison of normal and shear stresses acted on piles surface during single pile and different spacing pile group vertical load tests it was found, that only shear stresses on the lower part of pile side surface are changing significantly and mostly are influenced by pile spacing. This phenomenon explains the group efficiency in terms of vertical load and displacement response, when pile group reaches the settlements equal (or higher) to $0,1D$ and proves that even in sands the conditional raft formation can be observed for closely installed ($\leq 2D$) short displacement pile groups.
4. The concept of the numerical analysis of displacement pile-soil interaction using FEM were proposed, which enables reliably to predict the displacement pile load-settlement dependency.
5. A compelling difference (up to 154 %) of isolated piles response (in terms of stiffness) appears in pile groups, which mostly depends on installation sequence and pile spacing.

6. The original method was proposed, for the determination of each isolated pile stiffness ($k_{z,SLS,i}$ and $k_{z,ULS,i}$) in pile groups, when the average group stiffness is known $k_{z,g}$. The proposed method should be applied for the design of ULS and SLS. The method covers the installation sequence and pile spacing influences.

Practical value of research findings

The created displacement model pile can be used for high quality investigation of vertically loaded displacement pile response. Experimental data can be used for the development of new ultimate stress or settlement prediction approaches, also for the validation of the existing methods. Moreover, the presented experimental data can be applied for the numerical modelling of pile-soil and pile-soil-pile interactions. The concept for the modelling of displacement pile-soil interaction using FEM can be used for the prediction of vertically loaded single displacement pile settlement. The proposed approach can be used for the design (ULS and SLS) purpose and for the analysis of soil-structure interaction.

Defended statements

1. The shear stress increase in the area near the displacement pile tip is induced by the normal stress acting beneath the pile tip.
2. The shear stress increase is the main factor which influences the displacement pile groups efficiency when the settlement reaches $0,1D$ (or higher).
3. A compelling difference of isolated piles response (in terms of stiffness) appears in pile groups, which mostly depends on the installation sequence and pile spacing.
4. The compelling difference of isolated piles response in displacement pile groups has the significant influence on internal forces and deformations of upper structures.
5. Using the proposed method, the distribution of each isolated pile stiffness in displacement short pile groups installed in dense sand can be predicted.

Approval of research findings

7 scientific articles have been published on the topic of this dissertation: 1 in science journal that has been included in the ISI Web of Science list (Martinkus *et al.* 2014); 3 – in the journals quoted in the others international data bases (Martinkus, Norkus 2015, Statkus, Martinkus 2014, Statkus, Martinkus 2013), 2 – in the proceedings of international conferences (Tumosa, Martinkus 2016, Martinkus *et al.* 2013) 1 – in the proceeding of other national conference (Statkus, Martinkus 2013).

The results of the research were disclosed in 4 scientific conferences:

- International conference “*13th Baltic Sea Geotechnical Conference*“ 2016, Vilnius;
- International conference “*11th international conference on modern building materials, structures and techniques (MBMST)*“ 2013, Vilnius;
- 16th Conference of Young scientists “*Science – Lithuanian future*“ 2011, Vilnius.

Structure of the thesis

The dissertation is consisted of introduction, 3 chapters, general conclusions, reference list, the list of scientific publications by the author on the topic of the dissertation, and 2 annexes. The volume of this dissertation is 116 pages, 78 figures, 3 tables and 2 annexes. 90 references have been used.

Acknowledgements

The author expresses his gratitude for the supervision and help on preparing this thesis to Prof Dr Arnoldas Norkus. For the help on carrying out the experiments the author expresses his special gratitude to his colleague Tautvydas Statkus, also to Agata Kavrus for helping out to execute the laboratory tests. For the scientific inspiration and ideas, the author gives his acknowledgment to Assoc Prof Dr Jonas Amšiejus. For collegiality and friendship during the PhD studies, the author expresses his gratitude to Dr Šarūnas Skuodis, Dr Kęstutis Kelevišius and the staff of the Department of Geotechnical Engineering. For the technical help the author is grateful to Alvydas Juozas Stundžia, Zenonas Juška, Kęstutis Tumosa, and Danas Zykus. For the guidance during the internship the author gives his appreciation to Prof Dr Alessandro Mandolini and Dr Ylenia Mascarucci from Second University of Naples. For the infrastructure, the author expresses his gratitude to Civil Engineering Research Centre of Vilnius Gediminas Technical University.

1. The analysis of the experimental research of the displacement piles and the stress-strain state calculation methods

Pile-soil interaction can be described using the relation between vertical load F and settlements in most cases, nevertheless, for the understanding, how the displacement piles interact with surrounding soil and with each other (in case of pile group), it is an essential to understand the evolution of stresses on pile surface and in adjacent soil.

No indications were found in the literature, where the normal stress distribution under pile base in sand would be presented. However, several experimental investigations were carried out in order to determine the contact stress distribution under the rigid shallow footing by various authors (Akai, Otsuki 1974, Faber 1933, Lazebnik, Smirnov 1965, Murzenko 1965, Rivkin, Gusenitsa 1976). Faber's and others authors (Akai, Otsuki 1974, Faber 1933, Lazebnik, Smirnov 1965, Murzenko 1965, Rivkin, Gusenitsa 1976) experimental data lead to conclusion that the normal stress distribution shape under rigid foundation base in sands (when nonlinear deformation phase was reached) is parabolic with higher value in the centre and mainly depends on its diameter and tip depth.

Unlike the normal stress under pile base, the shear stress distribution on piles side surface was widely investigated and discussed by numerous researchers (Ai, Yue 2009, Foray *et al.* 1989, Klotz, Coop 2001, Randolph *et al.* 1994, Said *et al.* 2009, Sheng *et al.* 2005, Vesic 1975, Zhang *et al.* 2011, Zhang *et al.* 2013). According to mentioned surveys the shear stress distribution profiles can be distinguished to an exponential and parabolic. Dijkstra (2009) concluded, after the analysis of many investigations on this field that increasing depth, therefore increasing in-situ vertical and horizontal stresses, also increasing

soils stiffness are the main reasons why the exponential shaft friction distribution is expected in a homogeneous soil, however a parabolic distribution may appear when particles crushing occurs due to a high stress level at the zone close to the pile tip.

For the prediction of the ultimate stress under pile base, it is widely accepted to use the theoretical and empirical approaches. Theoretical approaches are based on the bearing capacity factor N_q which express the relation between an overburden pressure at pile base depth σ'_{v0} and ultimate stress $\sigma_{b,u}$. Several researchers (Berezantzev *et al.* 1961, Meyerhof 1951, 1953, Terzaghi 1943, Vesic 1967 etc.) have suggested different approaches for evaluating N_q .

Empirical approach mostly is based on cone resistance q_c determined from the cone penetration test, which allows design values of end-bearing pressures to be determined with greater confidence, because of the obvious similarities between the cone and an axially loaded pile, however, adjustments to the cone resistance must be made, due to scale effects (Fleming *et al.* 2009). These adjustments can be implemented using an empirical correlation factor α_p (Randolph 2003) and / or using a special cone resistance averaging technic such as Dutch method proposed by Schmertmann (1978). All discussed techniques were developed using the long piles, which had width and length ratio higher than 20, however, in Lithuania the piles are called much shorter ($L/D \geq 5$) deep foundation, therefore the application of these methods is being questioned.

The ultimate shear stress can be determined applying empirical and semi-empirical approaches based on the relation to q_c . Empirical approach such as NEN 6743-1 proposes a correlation factor α_s , which covers influence on pile installation technology and soil type without clear physical meaning. In contrast, semi-empirical techniques such as UWA-05 (Lehane *et al.* 2005) and ICP-05 (Jardine *et al.* 2005) consider such effects as loading type (tension or compression), friction fatigue, increase in lateral stress during pile loading caused by dilatancy and interface friction angle influenced by relative roughness. However, the cyclic loading and time influence on ultimate shear stress remain not covered by these methods. Another advanced technique, which enables to simulate piles skin response more detailed, are based on numerical modelling and are often used in engineering practice (Ai, Yue 2009, Dijkstra 2009, Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, Said *et al.* 2009, Sheng *et al.* 2005). The key challenge of using the numerical modelling is the adoption of correct parameters necessary for particular constitutive models, because direct determination is usually in executable.

The great attention should be paid on stiffness and bearing capacity, when the effects of neighbouring piles (or group) are taken into account. A primary perception of pile group efficiency was based on empiric factor η which expresses the relation between single (isolated) pile and pile group bearing capacities (Kishida 1964, Vesic 1968, Tejchman 1973, Broms 1981). Thus it can be seen that the concept of empiric group efficiency factor η has led to a certain amount of confusion, therefore the new perception of this problem had to be born. According to Fleming and many other researchers, a group of piles may be viewed as providing reinforcement to a particular body of soil, therefore the failure of the group may occur either by failure of the individual reinforcing members (the piles) or as failure of the overall block of soil (Fleming *et al.* 2009). The groups of many long slender piles at a particular spacing are more likely to fail as a block than groups consisting of a few,

short stubby piles at the same spacing, moreover group failure is less likely for piles in sand than for piles in clay (Fleming *et al.* 2009).

It is well known that settlements of group of piles is higher than the sum of single piles settlements due to overlapped stress zones of each isolated pile in group (Terzaghi 1943, Fleming *et al.* 2009). A certain period of time an equivalent raft method was being used for prediction of pile groups response under vertical loading (Randolph 2003). Despite a long term usage this approach has numerous shortcomings, whereas such effects as reciprocal pile interaction, installation technology, pile cap stiffness, uneven stiffness distribution etc. are not covered by this method. Another practical approach is based on interaction factor α , which is defined as the fractional increase in deformation of a pile due to the presence of loaded neighbouring pile (Mylonakis, Gazetas 1998, Randolph, Wroth 1979). The mentioned technique is able to quantify the stiffness of each particular pile in group based on a single pile response. Nevertheless, when the practical problems are being solved, very often more advanced technique such as numerical analysis is applied. This technique is based on finite or boundary element, either finite difference methods, and allows to take into account such effects as reciprocal pile interaction, pile cap stiffness, uneven stiffness distribution, pile-cap connection type etc. (Bhasi *et al.* 2010, Comodromos *et al.* 2003, McCabe, Lehane 2006).

Some of the most recent works which were presented by Chore *et al.* (2010), Rasal *et al.* (2010), Khare, Chore (2013), Dode *et al.* (2014), Reddy, Rao (2011, 2012), Krasinski and Kusio (2014), also Ruiqing *et al.* (2014), analyse the soil structure interaction (SSI) problems. Those investigations, have thoroughly examined the total response of different parameter displacement pile groups under vertical loading, but none of them has investigated the behaviour of an isolated displacement pile placed in the pile group.

2. Experimental investigation of a stress-strain state in the vicinity of displacement piles in sand

The all experiments presented in this thesis were carried out in 5.0 m width, 7.0 m length and 4.5 m depth soil box. First of all, 2.5 m (up to the homogeneous soil strata prepared by the previous researchers) thickness soil layer was dug out, then box was filled by the compacted sand deposit up to the previous level. The compaction was carried out using 65 kg weight single direction plate compactor. A watering was used in order to improve compaction properties of the soil deposit. According to the primary prove compaction tests, the average thickness of each soil layer 0.15 m was chosen, consequently 17 soil layers were needed for box refilling. The control of the compaction was carried out using Dynamic plate load test (DPLT). The compaction criterion of each soil layer $E_d \geq 19$ MPa (where E_d – deformation modulus determined using DPLT) was adopted. For each layer 12 DPLT were performed, in all 204 DPLT for whole artificial soil deposit. Every DPLT was performed at the same place as for each above soil layer.

From three different levels, 9 soil samples (3 samples for each level) were collected for the determination of soil physical properties. It should be noted that specimens were taken after the watering and compaction of a particular layer, before filling the next one. For the sampling 87.4 mm width and 42.1 mm height steel rings were used. The sieving test showed that soil is even graded medium coarse sand. According to known geological investigation report of quarry, from which the soil was brought, sand is mainly consisted

of silica particles. All soils physical properties were determined using standardised procedures.

For the determination of soil strength parameters 24 direct shear test under constant normal load (CNL) condition were carried out using circular 71.4 mm width remoulded soil specimens. The critical state friction angle ϕ_{cs}' derived from the shear failure envelope taking in to account only points where none volumetric strains appeared and setting cohesion equal to zero. The range of dilatancy angle ψ_p' was determined according to relation between the critical state ϕ_{cs}' and peak ϕ_p' friction angles proposed by Bolton (1986).

For the determination of soil stiffness parameters 3 odometer tests were carried out using circular 71 mm width and 20 mm height remoulded soil specimens. The tests were carried out up to 3200 kPa normal stress with reloading at 100 kPa in order to get unloading stiffness under different stress levels. Moreover, three consolidated triaxial test were performed under drained condition, reaching the deviatoric stresses up to 900 kPa. The dimensions of the triaxial test specimen were 38×76 mm.

DPLT were performed using the standard equipment: 0.3 m width plate and 10 kg weight.

Total 12 cone penetration tests (CPT) were performed at the same places were DPLT using the standard probe with 10 cm² area and 60° peak angle cone.

For this research study two types of piles were used: *Model* and *Regular* (see Fig. S2.1). Both of the piles were made of regular steel (tubes, plates etc.) without any additional surface treatment. The model pile is able to measure normal stresses on two particular areas of piles tip and shear stresses on two particular areas of piles side surface. The regular pile is able to measure only a total load acting during the loading test by means of load cell placed on its head.

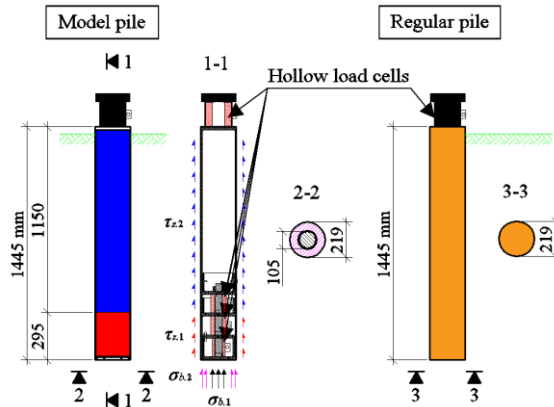


Fig. S2.1. Scheme of model and regular piles

The steel beam grid was used for imitating the cap of pile group. It should be noted that beams were not assembled between each other, so a small rotation of the main beams was allowed in respect of the secondary beams during the load tests. The hinged connection between the main beams and the piles were ensured by using the neoprene plates. The

connection between the hydraulic jack and counter beams was also hinged, and implemented using a spherical top of hydraulic jack.

The all piles were installed by means of the installation frame consisted of two hydraulic cylinders. The maximum pushing velocity of hydraulic cylinders 5 mm/s was applied. During installations, the piles were realised for a few times due to lengthening necessity of hydraulic jack's arms. For the model pile of pile groups No.2, 3 and 4 the total load was measured during installations. In all pile groups the model pile was installed firstly and other piles were installed after in clockwise order, except the pile group No.2 where the regular piles were installed in anticlockwise order. It should be noted that the model piles of pile groups No.1 and No.3 were tested twice, for the first time as single piles when adjacent piles have not been installed yet and for the second time, when adjacent piles have already been installed.

The standardised procedures described in a draft of the standard ISO 22477-1 were used for the vertical load tests. The vertical displacement equal to 10% of a single pile diameter was adopted as a failure criterion. The increments of the soil vertical displacements during the load tests were measured using the screw-in indicators. The changes of the soil radial stresses were measured by means of the push-in pressure cells.

Experiments of this study showed that the normal stress distribution shape under short displacement piles base in dense sand determined parabolic with higher values on the centre part when piles head settlement was equal to $0.1D$. At the displacement $\approx 0.01-0.02D$ the normal stress distribution shape determined like a saddle, which means that the highest normal stress have appeared near the edges and the lowest on the centre.

The experimentally determined bearing capacity factor $N_{q, measured}$ has corresponded best with Meyerhof (1951) proposed relation, as well as Randolph *et al.* (1994). The closest predicted ultimate stress value was determined using UWA-05 approach, which gave stress 8% lower than the actual one. It must be concluded that NEN 6743-1 approach, which is suggested to use by Eurocode 7, has over predicted the ultimate stress more than 60%.

The determined shear stress distribution shape with higher values near the pile tip induced by the normal stress acting under pile base was in line with numerous experimental studies (Foray *et al.* 1989, Zhang *et al.* 2011, Zhang *et al.* 2013), however was in conflict with Vesic (1975) experimental survey carried out also at shallow depth.

The comparison of measured and estimated ultimate shear stress on both upper and lower part of model pile side surface revealed that the best performance has shown ICP-05 approach with 13% underestimation.

The shear stress acted on the upper part of pile side surface and mean normal stress under pile base have remained unchanged or changed not significantly during all tests, therefore they can be named as not related with group efficiency. Only the shear stress acted on the lower part of pile side surface varied during loading tests. The significant increase in shearing stress near the pile tip was only observed when pile spacing became $\leq 2D$. This phenomenon shows the formation of the conditional block failure which usually appears exceptionally in clays. The current statement encourages the shape of the load settlement curves of $2D$ pile groups, which is more like a shallow foundation response than to a single displacement pile behaviour.

The significant difference of pile response in terms of stiffness subjected to the installation sequence and pile spacing was determined. The stiffness of isolated pile placed in 2D group have differed up to 154%. From practical point of view this phenomenon might causes a rotation of supported structure, consequently induces the additional internal forces which should lead to underestimation on structures stiffness and bearing capacity. This effect should be taken in to account when displacement pile groups design is being performed.

The experimental evidences have revealed that single displacement pile response tend to be stiffer comparing it with 2D or 3D pile groups up to settlement $\approx 0.03D$ (SLS) (Fig. S2.2). Comparing 2D and 3D performance in terms of stiffness under the same settlements it can be concluded, that pile group stiffness reduces, when reduces the pile spacing.

The contrary results were seen when settlement reached and exceeded $0.1D$ (ULS), therefore it can be concluded, that pile group stiffness increases, when decreases pile spacing, and that pile groups response tend to be stiffer comparing it with single pile response when adequate settlement is reached (Fig. S2.2).

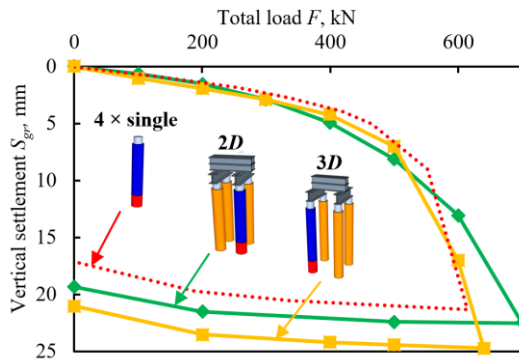


Fig. S2.2. Comparative vertical load tests data of fictitious pile group (made of single pile tests) and averaged 3D and 2D pile groups

3. Numerical analysis of displacement pile-soil and soil-structure interactions

Explicit modelling of pile installation (large strain problem) was out of scope of the current study, therefore the axisymmetric Plaxis 2D finite element code was employed for the numerical modelling of further described problem.

The geometry and discretization of axisymmetric problem are presented in figure S3.1 The concept of floating pile was chosen, as well known and often used by numerous researchers (Said *et al.* 2009, Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, D'Aguiar 2008). According to Randolph and Wroth (1978) a minimum distance at which the deflections in the soil are assumed to become vanishingly small, it has been found to be of the order of the length of the pile L , therefore the distance from the axisymmetric axis to the horizontal boundary greater than L was adopted as decent. The vertical boundary depth

equal to $2L$ was chosen, which is reported as proper by numerous authors (Mascarucci *et al.* 2013, Mascarucci *et al.* 2015, D'Aguiar 2008) for this type of FEM problem. The sides boundaries were restrained horizontally, while bottom was prevented from moving either vertically and horizontally.

The average finite element size equal to $1.35D$ was chosen by means of sensitivity analyses performed on different mesh size. The denser element size set to $0.4D$ was used for the piles clusters and around them.

The Hardening soil model (HSM) proposed by Shanz *et al.* (1999) was used for the modelling of sand deposit. A hyperbolic stress-strain relationship in axial compression, plastic strain in mobilizing friction (shear hardening), plastic strain in primary compression (volumetric hardening), elastic unloading / reloading compared to virgin loading, memory of pre-consolidation stress, Mohr-Coulomb failure criterion, non-associated flow rule and its control using boundary values of void ratio are the main features of this advanced soil model.

It should be mentioned that t_s value was measured directly after the pile was pulled out from the soil, and that the measured value was equal to $27d_{50}$ in contrary to well-known approaches (Uesugi *et al.* 1988, Nemat-Nasser, Okada 2001) which suggests $t_s = 5-20d_{50}$. For the shear stress calculation, the friction angle of interface δ_{inter} equal to φ_{cs}' was used, because the soil-soil shearing plane has formed during shear failure instead of steel-soil in this particular case.

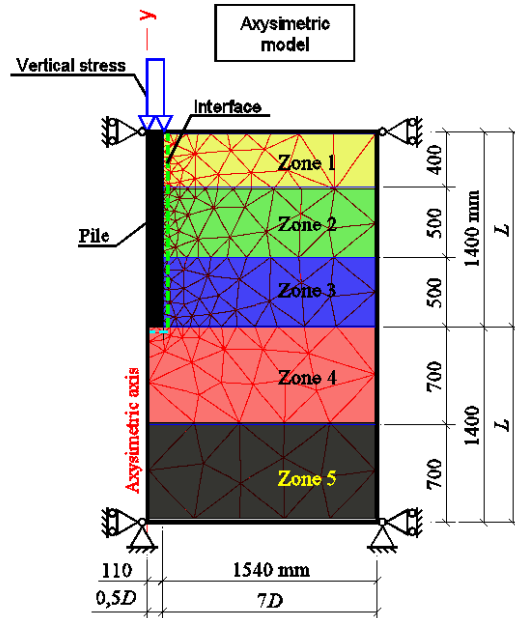


Fig. S3.1. Geometry and discretization scheme of the axisymmetric model

The stiffness parameters E_{eod}^{ref} and E_{ur} further used for the modelling of pile load test were determined using back analysis for the odometer tests. An iterative procedure was carried on until the necessary approximation presented was chosen. The secant deformation modulus E_{50}^{ref} was determined in the same manner, but using triaxial tests data and setting $\varphi_p' = \varphi_{cv}' = 30.5^\circ$. For the both back analysis, the same values of power m and p^{ref} were used. The parameter m was adopted according to approach proposed by Brinkgreve *et al.* (2000).

The modelling of direct shear tests was used for the calibration of interface elements. The HSM was assigned (for the interface) and variable φ_p' values (depending on normal stress σ_n) determined from shear failure envelope were used.

The initial vertical stress in situ σ_{vo}' was assigned increasing to depth linearly. The horizontal stress profile was created according to the relation:

$$\sigma_{ro}' = \sigma_{vo}' K_o, \quad (S.3.1)$$

where K_o is earth pressure coefficient at rest.

K_o was calculated using approach proposed by Mayne and Kulhawy (1982).

The stress history was recovered by means of over consolidation ratio, which was reconstitute after the following considerations. Before the filling of sand deposit in to the box, it was a normally consolidated (NC) soil, but just after the compaction process started it became an over consolidated (OC). Furthermore, this statement is encouraged by the character of CPT test profile, of which cone resistance q_c increases according to depth in nonlinearly manner, in contrary to NC sands (Krasinski, Kusio 2014). Finally, the experimental evidences which were found in the literature (Duncan, Seed 1986) showed that the compaction of soil deposit induces the additional horizontal stress, consequently, creates the preconsolidation stress. This phenomenon can be also explained by the fundamental relation between mechanical work, force and displacement (settlement). In order to prepare a soil with desired void ratio, the initial (NC) deposit must be compressed (the particular displacement of top of the layer must be achieved) using a static or dynamic load, which creates a stress history (preconsolidation stress). The profile of over consolidation ratio was deduced from the vertical stress σ_{vo}' at particular depth and preconsolidation stress σ_p' determined from odometer tests curves using technique proposed by Casagrande (1936), and which was equal to 50 kPa.

The implicit technique for the restitution of installation effects on piles shaft was used. The empirical approach based on large number of high quality tests (which covers such effects as friction fatigue) proposed by (Jardine *et al.* 2005) was adopted for the reproduction of radial stress after piles installation and equalization.

The restitution of bases installation effects was implemented applying preconsolidation base pressure, which were determined to be equal to base yield pressure measured during the load tests 2225 kPa, after the set of calculations with different preconsolidation pressure were carried out. The total load at base yield condition was equal to 120 kN (Fig. S3.2).

After the initialization of geostatic condition and reconstitution of installation effects, the loading-unloading phase was simulated using incremental loading steps (Fig. S3.2).

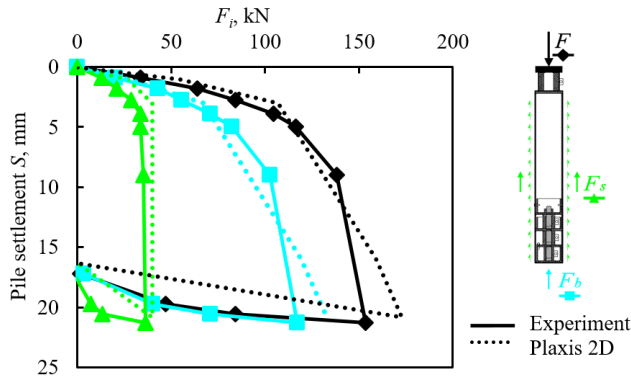


Fig. S3.2. Comparison of experimental and numerical modelling of pile load test

The numerical simulation of short displacement pile load tests performed in dense sand has led to the following findings and conclusions: the implicit restitution of shafts installation effects using the empirical approach based on CPT data and described in this thesis is sufficiently accurate for practical engineering usage; the shaft capacity mainly depends on the radial stress which were induced in the adjacent soil during installation process; the base capacity strongly depends on the stress history (pre-consolidation stress); the most important parameter which influences the base load-settlement performance (when HSM is used) is E_{ur} .

For three different types of frame, which discretization is presented in figure S3.3, a static FEM analysis was performed using SCIA Engineer software. The constitutive model of linear elastic isotropic materials was adopted for the analysis. Considering that relatively small deformation was expected, the solver with linear relation between the deformations and displacements was used for the analysis, it means that none of global or local imperfections, as well as secondary effects were taken in to account. The load combination consisting of self-weight, dead weight and snow load were applied for all cases. Using the same load combination three different types of support with symmetric and asymmetric orientation were used for each frame (Fig. S3.4). Using the support type named “Fixed” soils deformation was eliminated in order to demonstrate the pure deformations of considering frames. For other two support types named “Flexible (pile-cap fixed)” and “Flexible (pile-cap hinged)” the linear vertical and horizontal springs were used in order to get the general deformations of frame-support-soil system. The stiffness of vertical springs was determined using experimental data, assuming allowable serviceability limit state settlement equal to 5% (5 mm) of pile diameter. The applied ratio of settlement and pile diameter is acceptable in most cases according to codes regulation. The determined secant stiffness was as follows: $k_{z,1}^{st} = 9.89 \text{ MN/m}$, $k_{z,2}^{nd} = 10.11 \text{ MN/m}$, $k_{z,3}^d = 12.61 \text{ MN/m}$ and $k_{z,4}^{th} = 16.48 \text{ MN/m}$. The stiffness of horizontal springs defined for each pile was calculated according to approach proposed by Reese, Matlock (1960) increasing by depth and was equal to $k_{h,1}^{st} = k_{h,2}^{nd} = k_{h,3}^d = k_{h,4}^{th} = 0 \rightarrow 120 \text{ MN/m}^3$. It must be noted that in order to get a point stiffness with dimensions MN/m , the value shown above should be integrated at particular area of pile side surface.

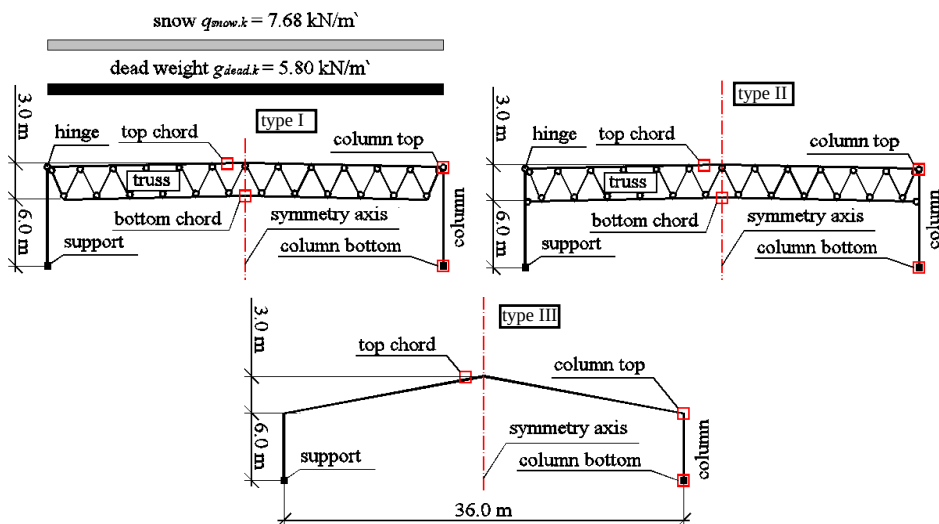


Fig. S3.3. Computational schemes of analysed frames

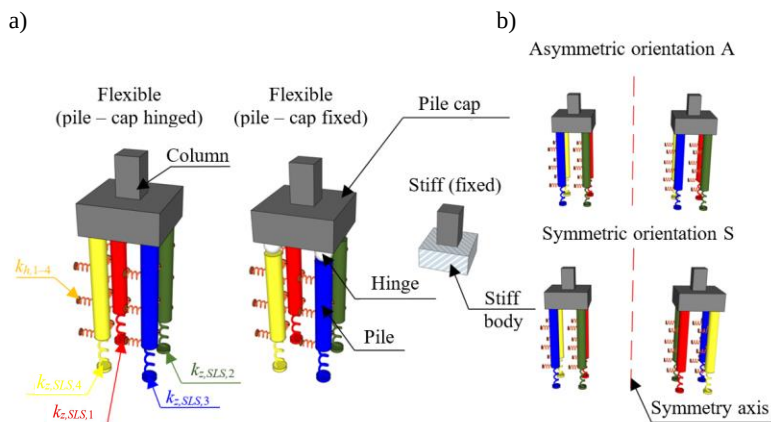


Fig. S3.4. Support applied for the modelling: a) type; b) orientation

The numerical simulation has showed that an analysis of soil-structure interaction must be performed in order to determine more reliable values of structures internal forces and deformation, when displacement pile groups are used as a support for different type buildings. While design of pile caps is being performed, the likely increase on internal forces due to uneven pile reaction distribution must be taken into account. In order to reduce the negative effects (additional deformation and internal forces) on super structures, the correct installation sequence of displacement pile at pile groups in sand must be

chosen. Furthermore, the rigid non-rotational connection between piles and cap must be ensured, which decreases the horizontal displacements of super structure.

It was noticed that under load which corresponds SLS the distribution of pile-soil stiffness depends only on installation sequence. When load induces the settlement equal to $0.1D$ (ULS), the distribution of pile-soil stiffness depends not only on installation sequence, but also on pile spacing. The stiffness of each isolated pile in pile group can be predicted, when is known the average stiffness of whole pile group $k_{z,g,SLS}$ for SLS check:

$$k_{z,SLS,i} = k_{z,g,SLS} \frac{\alpha_{k_{z,SLS},i}}{4}, i=1-4, \quad (S3.2)$$

where $\alpha_{k_{z,SLS},i}$ is pile interaction coefficient for SLS; i is installation sequence.

The stiffness of each isolated pile in pile group can be predicted, when is known the average stiffness of whole pile group $k_{z,g,ULS}$ for ULS check:

$$k_{z,ULS,i} = k_{z,g,ULS} \frac{\alpha_{k_{z,ULS},i}}{4}, i=1-4, \quad (S3.3)$$

where $\alpha_{k_{z,ULS},i}$ is pile interaction coefficient for ULS; i is installation sequence.

The comparison of experimentally determined and estimated stiffness ratio using proposed equations is given in Fig. S3.5.

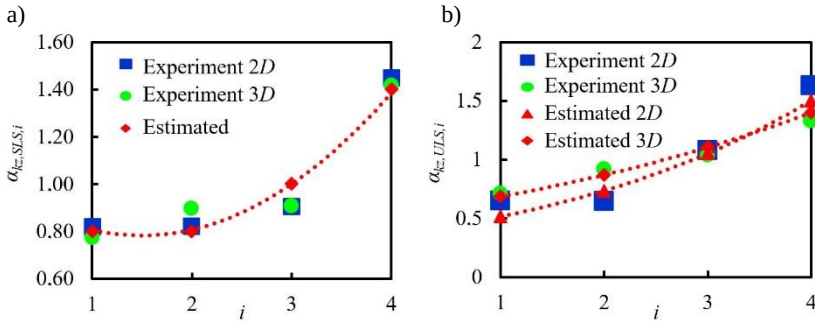


Fig. S3.5. Comparison of predicted and experimentally determined: a) pile interaction coefficient $\alpha_{k_{z,SLS},i}$; b) pile interaction coefficient $\alpha_{k_{z,ULS},i}$

Equations S.3.2–3.3 valid for short displacement pile groups consisted of four piles and installed in dense non-saturated sand.

General conclusions

1. After a comprehensive analysis of the existing experimental and numerical researches of the displacement pile-soil interaction, no indications were found of the normal stress influence on shear stress distribution shape, moreover the literature review also revealed that the technological influence on ultimate stress and settlements of displacement pile groups, further on pile-soil-pile and soil-structure interactions are not deeply investigated so far. Furthermore, it was found that majority

of ultimate stress prediction approaches are based on long ($L/D \geq 20$) model pile tests, however, in Lithuania the piles are called much shorter ($L/D \geq 5$) deep foundation, therefore the suitability assessment of these methods should be carried out.

2. The experimental data of the single displacement piles and pile groups showed, that the normal stress under pile base influences the shear stress distribution shape on pile side surface and that the shear stress increase in the area near the pile tip is induced by the normal stress acting beneath the pile tip.
3. A compelling difference (up to 154%) of isolated piles response (in terms of stiffness) appears in pile groups under vertical loading. This difference mostly depends on installation sequence and pile spacing.
4. The experimental evidences have revealed that the single displacement pile response tends to be stiffer (up to 12%) comparing it with pile groups up to the settlement $\approx 0.03D$ (SLS) and that the pile group stiffness reduces, when the pile spacing is reduced. When settlement reaches and exceeds $0.1D$ (ULS), the pile group stiffness increases (up to 14%), comparing it with single pile response. The carried load (when settlement equal to $0.1D$) by group of piles increases when the pile spacing is decreased.
5. After the FEM simulation of single displacement pile load test using the proposed analysis concept, it was concluded that experimental and numerical results correspond. The sensitivity analysis of modelling parameters showed, that the base behaviour mainly depends on the stress history (pre-consolidation stress induced under pile base during the installation process) and loading / reloading deformation modulus E_{ur} . The ultimate shear stress on pile side surface mainly depends on the radial stress σ_{rc}' which were induced in the adjacent soil during installation process.
6. FEM analysis of soil-structure interaction showed, that a compelling difference of isolated piles response (in terms of stiffness) in displacement pile groups, has the significant influence on upper structure (frame) internal forces and deformations.
7. The original method was developed, for the determination of each isolated pile stiffness ($k_{z,SLS,i}$ and $k_{z,ULS,i}$) in pile groups, when the average group stiffness is known $k_{z,g}$. The proposed method should be applied for the design of ULS and SLS. The method covers the installation sequence and pile spacing influences on each isolated pile. For the future research the effects of soil type, relative density, pile quantity, group geometry and pile length should be investigated.
8. The differences of isolated piles response in pile groups, should be taken in to account when the design of the displacement pile group caps (taken the most unfavourable piles reaction distribution, which induces the largest bending moment) or soil-structure interaction analysis are being performed, if there were no measures taken in order to reduce the negative effects of this phenomenon. The uneven distribution of pile stiffness will be reduced, if appropriate installation sequence is adopted or all piles of group are installed at the same time.

Priedai*

A priedas. Bendraautorių sutikimai teikti publikacijose skelbtą medžiagą mokslo daktaro disertacijoje

B priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos

* Priedai pateikiami pridėtoje kompaktinėje plokštelėje

Vaidas MARTINKUS

SPRAUSTINIŲ POLIŲ SMĖLINIO PAGRINDO
ĮTEMPIŲ-DEFORMACIJŲ BŪVIO EKSPERIMENTINIAI
IR SKAITINIAI TYRIMAI

Daktaro disertacija

Technologijos mokslai,
Statybos inžinerija (02T)

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION
OF A STRESS-STRAIN STATE IN THE VICINITY
OF DISPLACEMENT PILES IN SAND

Doctoral Dissertation

Technological Sciences,
Civil Engineering (02T)

2016 11 14. 11,25 sp. l. Tiražas 20 egz.
Vilniaus Gedimino technikos universiteto
leidykla „Technika“,
Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius,
<http://leidykla.vgtu.lt>
Spausdino UAB „BMK leidykla“,
J. Jasinskio g. 16, 01112 Vilnius