



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND

TTÜ Tartu kolledž

EHITUSGEOTEHNILISTE PINNASEOMADUSTE VÕRDLUS SNIP-I JA EUROKODEKSI VAHEL KOLME HOONE NÄITEL

COMPARISON OF GEOTECHNICAL SOIL PROPERTIES BETWEEN SNIP AND
EUROCODE ON THE EXAMPLE OF THREE BUILDINGS

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Alice Engel

Üliõpilaskood: 131815 EAEI

Juhendaja: Lehar Leetsaar, lektor

Kaasjuhendaja: Uile Lemberg

Tartu 2018

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud. Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt pärinevad andmed on viidatud.

“.....” 201.....

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

“.....” 201.....

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

“.....”201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

TTÜ Instituudi nimetus
LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Alice Engel, 131815 EAEI
Õppekava, peeriala: Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine, EAEI02/12Tartu
Juhendaja: Lektor, Lehar Leetsaar

Lõputöö teema:

Ehitusgeotehniliste pinnaseomaduste võrdlus SNiP-i ja Eurokoodeksi vahel kolme hoone näitel
Comparison of geotechnical soil properties between SNiP and Eurocode on the example of three buildings

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Tõestada vajadust uute geotehniliste uuringute järele
2. Näidata erinevust vanade ja uute geotehniliste uuringute vahel
3. Tõestada laborikatsete vajadus uuringutes

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Informatsiooni kogumine ja võrdlustabelite koostamine	01.03.18
2.	Vundamentide ja vajumite arvutus	01.04.18
3.	Kogutud informatsioonist magistritöö koostamine	28.05.18

Töö keel: Eesti keel **Lõputöö esitamise tähtaeg:** "28" mai 2018 a

Üliõpilane: Alice Engel "28" mai 2018 a
/allkiri/

Juhendaja: Lehar Leetsaar "28" mai 2018 a
/allkiri/

SISUKORD

Lühendite ja tähiste loetelu	6
SISSEJUHATUS	8
1 KATSETE ÜLESEHITUS JA VÕRDLUS SNiP-i JA EUROKOODEKSI ALUSEL.....	10
1.1 Pinnase liigitus lõimise järgi	10
1.2 Voolavuspiiri määramine	11
1.3 Pinnase mehaaniliste omaduste määramine.....	12
2 METOODIKA GEOTEHNILISTE UURINGUTE VÕRDLUSEKS	17
2.1 Pinnaste normatiivsed näitajad	17
2.2 Madalvundamendi arvutused	17
2.3 Majanduslik tasuvus.....	19
3 HOONE NR.1- SAME TEE 3.....	20
3.1 Geotehniliste tingimuste ülevaade kolme uuringu näitel.....	20
3.1.1 Tabivere katlamaja geoloogiauuringu	20
3.1.2 Saadjärve kolhoosi ühepereelamute (Pargi tn 21, 23, 25, 29, 31, 33) geoloogiauuringu	21
3.1.3 Same tee 3 geoloogiauuringu.....	21
3.1.4 Geoloogiliste tulpade analüüs kolme uuringu näitel	23
3.1.5 Pinnaste normatiivsete näitajate võrdlus	25
3.2 Madalvundamendi arvutus.....	27
3.2.1 Vundamendiarvutus Tabivere katlamaja uuringu pinnasenäitajatega	27
3.2.2 Vundamendiarvutus Saadjärve kolhoosi ühepereelamute uuringu pinnasenäitajatega.....	34
3.2.3 Vundamendiarvutus Same tee 3 uuringu pinnasenäitajatega.....	36
3.3 Same tee 3 tulemused ja järeldused.....	37
4 HOONE NR 2 – VITAMIINI 8A	40
4.1 Geotehniliste tingimuste ülevaade kolme uuringu näitel.....	40
4.1.1 Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhalli (Ilmatsalu tn 3m) geoloogiauuringu.....	40
4.1.2 Viilhalli (Vitamiini tn. 4) geoloogiauuringu.....	40
4.1.3 Laohoone Vitamiini tn 8A geoloogiauuringu.....	41
4.1.4 Geoloogiliste tulpade analüüs kolme uuringu näitel	42
4.1.5 Pinnaste normatiivsete näitajate võrdlus	44
4.2 Madalvundamendi arvutus.....	46
4.2.1 Vundamendiarvutus Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhalli uuringu pinnasenäitajatega	46
4.2.2 Vundamendiarvutus Viilhalli uuringu pinnaseparameetritega	49

4.2.3 Vundamendiarvutus Vitamiini tn 8a uuringu pinnaseparameetritega	52
4.3 Vitamiini 8a tulemused ja järeldused	55
5 HOONE NR.3- KANARBIKU 6.....	57
5.1 Geotehniliste tingimuste ülevaade kolme uuringu näitel.....	57
5.1.1 Tartu Eriinternaatkooli (Ringtee 1A) geoloogiauuring	57
5.1.2 Võru tn 254-256 geoloogiauuring	58
5.1.3 Kanarbiku tänav 6 geoloogia uuring	58
5.1.4 Geoloogiliste tulpade analüüs kolme uuringu näitel	59
5.1.5 Pinnaste normatiivsete näitajate võrdlus	61
5.2 Madalvundamendi arvutus.....	63
5.2.1 Vundamendiarvutus Tartu Eriinternaatkooli uuringu pinnasenäitajatega	63
5.2.2 Vundamendiarvutus Võru tn 254-256 uuringu pinnasenäitajatega	65
5.2.3 Vundamendiarvutus Kanarbiku tn 6 uuringu pinnasenäitajatega	68
5.3 Kanarbiku tänav 6 tulemused ja järeldused	70
KOKKUVÕTE	72
SUMMARY	74
KASUTATUD KIRJANDUS.....	75
LISAD	77
Lisa 1 Pinnaseosakeste liigitus SNiP-i järgi	78
Lisa 2 Pinnaseosakeste liigitus Eurokoodeksi järgi	79
Lisa 3 Nihketugevuse määramine voolavuspiiri järgi.....	80
Lisa 4 Koormuste osavarutegurid	81
Lisa 5 Kombinatsioonitegurid	82
Lisa 6 Vajumi arvutamiseks vajalikud tabelid	83
Lisa 7 Pinnaste liigitus	85
Lisa 8 Same tee 3 hoonest tulenevad koormused	86
Lisa 9 Kandevõime tegurid.....	87
Lisa 10 Vitamiini 8a hoonest tulenevad koormused.....	88
Lisa 11 Vitamiini 8a uuringu näitajatega madalvundamendi arvutus	90
Lisa 12 Kanarbiku 6 hoonest tulenevad koormused.....	93
Lisa 13 Tartu Eriinternaatkooli uuringu näitajatega madalvundamendi arvutus	94
Lisa 14 Graafiline osa	95

Lühendite ja tähiste loetelu

Ladina tähed [1]:

A	vundamendi talla pindala
A'	talla efektiivpindala
a	maapinna kõrguste vahe
a_1, a_2, a_3, a_4	tegurid talla laiuse arvutuseks valemities
B	vundamendi talla laius
B'	vundamendi talla efektiivlaius
c'	pinnase efektiivnidusus
c_u	dreenimata nihketugevus
d	talla süvis
d_k	talla keskmine süvis
E	deformatsioonimoodul
e	ekstsentrilisus
e_B, e_L	vertikaaljõu ekstsentrilisus vastavalt laiuse ja pikkuse suunas
G_k	alalise koormuse normväärtus
G_d	alalise koormuse arvutusväärtus
h	vundamendi kõrgus; kihi paksus
H_k	horisontaaljõu normväärtus
H_d	horisontaaljõu arvutusväärtus
i_γ, i_q, i_c	koormuse kaldetegurid
K_s	lõiketegur
L	talla pikkus
L'	talla efektiivpikkus
M	vundamendile mõjuv moment
M_k	momendi normväärtus
M_d	momendi arvutusväärtus
m	astmenäitaja jõu kaldeteguris; suhteline sügavus
m_B	m väärtus, kui jõud mõjub B suunas
m_L	m väärtus, kui jõud mõjub L suunas
n	talla külgede suhe
N_γ, N_q, N_c	kandevõime tegurid
p	surve talla all
p_t	tihendav surve

Q_k	ajutise koormuse normväärtus
Q_d	ajutise koormuse arvutusväärtus
q'	pinnase omakaalust põhjustatud efektiivsurve talla tasapinnas
q_c	surupenetratsiooni takistus
R_2	kandevõime juhul, kui vundament asuks alumisel kihil
R_d	kandevõime arvutusväärtus
s	vajum
s_γ, s_q, s_c	vundamendi talla kujutegurid
V	vertikaalkoormus või vundamendi tallale selle normaali suunas mõjuv kogukoormuse komponent
V_k	vertikaalkoormuse normväärtus
V_d	vertikaalkoormuse arvutusväärtus
z	sügavus talla pinnast

Kreeka tähed [1]:

α	pingejaotustegur
β	Poisson'i tegurist sõltuv suurus
γ	mahukaal
γ'	efektiivmahukaal
γ'_1	tallast kõrgemale jääva pinnase efektiivmahukaal
γ'_{1h}	pinnase keskmine efektiivmahukaal h ulatuses
γ'_{1d}	pinnase keskmine efektiivmahukaal d ulatuses
γ_G	alalise koormuse osavarutegur
γ_Q	ajutise koormuse osavarutegur
γ_R	kandevõime osavarutegur
ν	Poisson'i tegur
φ'	efektiiv- sisehõõrdenurk
σ	normaalpinge
σ'_{gz}	efektiivpinge pinnase omakaalust sügavusel z
σ'_{pz}	efektiivpinge vundamendist tulenevast koormusest sügavusel z

SISSEJUHATUS

Iga hoone ehitus saab alguse pinnasest. Krundialune geoloogia on vundamendi tüübi ja suuruse määramisel ülioluline. Vundamendi valikul lähtutakse krundigeoloogiast ja kui see ei ole täpne, pole ka vundamendi valik alati kõige õnnestunud.

Tänapäeval on Eestis problemaatiline see, et kasutatakse SNiP-i nõuete järgi teostatud vanu geotehnilisi uuringuid. Sellest tulenevalt jaguneb probleem kaheks:

- 1) Konkreetsele kinnistule ei tellita üldse uuringuid ning lähtutakse naaberkinnistute uuringutest
- 2) Vanemate uuringute tulemusi ei osata kehtivate normide järgi õigesti tõlgendada.

Lisaks on probleemiks see, et uuringute käigus võetakse liiga vähe rikkumata struktuuriga pinnaseproove, millest laborikatsetega otseselt määrata tugevus ja kokkusurutavus omadusi. Selle asemel kasutatakse aga tihti korrelatsioone, mille tulemusel saadud arvutussuurused ei ole korrektsed. Kõige sellega kaasneb vundamentide üledimensioneerimine või ebapraktiline vundeerimislahendus.

Käesoleva töö peaesmärk on tõestada vajadust uute täiendavate geotehniliste uuringute järele. Eesmärk on näidata võrdluse kaudu, kui erinevad võivad olla vanad ja uued geotehnilised uuringud, tuua välja uuringutes laborikatsete vajadus ning näidata, et täiendavate uuringutega on võimalik ehitada säästlikumad vundamendid.

Töös on käsitletud 3 objekti, mille krundile teostati hoone projekteerimiseks täiendavad pinnaseuuringud. Kahe hoone puhul on tegemist tööstushoonega ja üks hoone on ridaelamu. Hooned asuvad nii Jõgevamaal kui ka Tartumaal. Iga hoone puhul on võrdlemiseks võetud maa-ameti geoportaalist kaks lähedal asuvat vana geotehnilist uuringut ning kandvate kihtide iseloomulikke näitajaid on võrreldud uue uuringu tulemustega. Pinnaseomadustest on võrreldud mahukaalu, tugevusomadusi nagu efektiiv-sisehõordenurk, efektiivnidusus ja drenimata nihketugevus ning deformatsioonimoodulit, mis on määravad vundamentide ja vajumite arvutamisel.

Töö on jagatud osadeks, kus esimene peatükk annab ülevaate katsetest, millega võrreldavad parameetrid on leitud, ja nende erinevusest, lähtudes SNiP-ist ja Eurokoodeksist. Järgnevas kolmes peatükis on esitatud geoloogiauuringute võrdlus kolme hoone näitel.

Parema võrdlusmomendi tekitamiseks on iga hoone puhul arvatud välja kõik vundamendid, kasutades vanade ja uute geotehniliste uuringutega leitud pinnaseparameetreid, ning esitatud need tabelitena. Lisaks toob autor välja majandusliku võrdluse uue geoloogiauuringu maksumuse ning vanade ja uute uuringute järgi dimensioneeritud vundamentide ehituse maksumuse vahel.

1 KATSETE ÜLESEHITUS JA VÕRDLUS SNiP-i JA EUROKODEKSI ALUSEL

Peatükis toodud võrdluste aluseks on GOST-i ja SNiP-i alusel koostatud „Ajutised juhised ehitusgeoloogilisteks uurimisteks Eesti NSV-s“.

1.1 Pinnase liigitus lõimise järgi

Euroopa riikides on kõigi pinnaseliikide klassifitseerimise aluseks lõimis. Lähtudes dokumendist „Ajutised juhised...“ klassifitseeriti lõimise alusel ainult liivpinnaseid, savipinnase liigitusel kasutati plastsusarvu. [2]

Rahvusvaheliselt jaotatakse pinnased kahte suurde gruppi:

- Jämedateralised pinnased
- Peeneteralised pinnased

Pinnase lõimis määratakse sõel- ja setteanalüüsiga. Eurokoodeksi alusel sõelanalüüsi teostamiseks kasutatakse sõelu avasuurustega 0,06–60 mm. Väikseima avadega sõela (0,06 mm) valikul on lähtunud liivaterade ja mölliosakeste vahelisest piirist 0,06 mm. Varem kehtinud Vene riikliku standardi järgi on piir aga 0,05 mm, mida on näha lisa 1 ja lisa 2 tabelitest L1.1 ja L2.1. [3] [4]

Peeneteraliste pinnaste eraldamiseks kasutatakse setteanalüüsi, kus osakeste suurus ja hulk määratakse pinnaseosakeste langemise kiiruse järgi. Uue ja vana standardi järgi kasutatakse pipettanalüüsil dispergaatorina naatriumheksametafosfaadi või naatriumpürofosfaadi lahust. Pinnaseosakeste liigituses on ka erinev setteanalüüsi käigus määratud sauefraktsiooni ülemine piir, mis eurokoodeksi alusel on 0,002 mm, aga SNiP-i alusel 0,005 mm. [2] [3] [5]

Pinnaseniimetused on muutunud mõlema standardi võrdluses fraktsioonide piiride muutuste (lisa 1, lisa 2) ja pinnaseosakeste nime muutuste osas. Vene standardi järgi koosnevad peenpinnased tolmuosakestest ja saueosakestest, kehtiva standardi järgi koosnevad peenpinnased aga mölliosakestest ja saueosakestest. Joonisel 1.1 on vasakpoolses tulbas esitatud pinnaseniimetused SNiP-i alusel ja parempoolses tulbad on esitatud pinnaseniimetused vastavalt uutele standarditele.

Jooniselt on näiteks näha, et peentolmliiva ja kerge saviliiva uus nimetus eurokoodeksi alusel on möll või (rohke) liivaga möll. [3] [4]

Nimetus „Ajutiste juhiste” järgi	Nimetus EPN 7 järgi
Kruusliiv	(Rohke) kruusaga jäme või keskliiv
Jämeliiv	Jämeliiv
Keskliiv	Keskliiv
Peenliiv	Peenliiv
Jämetolmliiv	Mölliline või möllikas peenliiv
Peentolmliiv	Mölliline liiv
Kerge saviliiv	Savine liiv
Raske saviliiv	Möll või (rohke) liivaga möll
Kerge liivsavi	Savimöll
Keskmine liivsavi	(Rohke) liivaga savimöll
Raske liivsavi	(Rohke) liivaga möllsavi
Savi	Möllsavi
	(Rohke) liivaga savi
	Savi

Joonis 1.1 Pinnaste nimetused „Ajutiste juhiste...” ja Eurokoodeksi järgi [4]

1.2 Voolavuspiiri määramine

Voolavuspiiri määratakse SNiP-i alusel Vassiljevi koonusmeetodiga ja Eurokoodeksi alusel kas Rootsi koonusega või Casagrande meetodiga. Koonusmeetodeid saab kasutada ka nihketugevuse lihtteimiks, millega saab kiirelt määrata savipinnaste dreenimata nihketugevus, mis on küll ligikaudne. [6]

Vassiljevi koonusega katse puhul kasutatakse 76-grammist ja 30° tipunurgaga koonust, millel lastakse omakaalu mõjul pinnasesse vajuda. Savi voolavuspiir loetakse saavutatuks sellise veesisalduse juures, kus koonus vajub pinnasesse 10 mm. [6] [7]

Rootsi koonusega katses kasutatakse 60-grammist ja 60° tipunurgaga koonust, millel lastakse omakaalu mõjul pinnasesse vajuda. Koonus on kinnitatud statiivi külge, mis võimaldab fikseerida täpsemalt pinnasesse tungimise sügavust. Savi voolavuspiir loetakse saavutatuks sellise veesisalduse juures, kus koonus vajub pinnasesse 10 mm. Voolavuspiiri on võimalik leida, kui koonuse tekitatud süvis jääb vahemikku 7–15 mm, kasutades seoseid. [6] [7]

Casagrande meetodi puhul kasutatakse Casagrande aparati. Aparadi kausi põhja pannakse uuritav pinnas 8 mm paksuselt ja sellesse ettenähtud vahendiga tõmmatakse vagu. Pinnase

voolavuspiir loetakse saavutatuks sellise veesisalduse juures, kus 25 löögi järel täitub vagu 13 mm ulatuses. [7]

EV Ehitusministeeriumi tellimisel valmis REI geotehnika laboris 1992. aastal töö kolme erineva meetodiga määratud savipinnase voolavuspiiri võrdlevast analüüsi kohta. Selle tulemused on kujutatud joonisel 1.2. Casagrande meetodiga leitud voolavuspiir on w_{LC} , Rootsi koonusega määratud voolavuspiir w_{LR} ja Vassiljevi koonusega määratud on w_{LV} . Joonisel kolmas tulp on korrelatsioonikordaja ja neljas tulp näitab proovide arvu. Jooniselt 1.2 on võimalik välja lugeda, et Casagrande ja Rootsi koonuse meetodid annavad väga sarnase tulemuse. Tunduvalt suurem erinevus voolavuspiiri määramisel tekib Vassiljevi koonusmeetodiga. Lisaks on voolavuspiiri järgi võimalik määrata nihketugevus (lisa 3, tabel L3.1), mis on erinevate koonusmeetodite puhul väga erinev. Sellest on tingitud ka ebatäpsus Nõukogude Liidu aegsetes tulemustes. [6]

PINNAS	REGRESSIOONI VÕRRAND	R	n
JÄM-JÄRVELINE	$w_{LC} = 1,47 w_{LV} - 9,49$	0,980	92
SAVIPINNAS	$w_{LR} = 1,29 w_{LV} - 4,66$	0,985	92
$w_{LV} = 20 \div 70 \%$	$w_{LC} = 1,13 w_{LR} - 4,16$	0,993	92
MOREEN	$w_{LC} = 1,44 w_{LV} - 5,05$	0,930	44
	$w_{LR} = 1,34 w_{LV} - 3,08$	0,955	44
$w_{LV} = 14 \div 25 \%$	$w_{LC} = 1,08 w_{LR} - 1,93$	0,979	44
JÄM-JÄRVELINE SAVI- PINNAS JA MOREEN	$w_{LC} = 1,37 w_{LV} - 5,42$	0,982	145
	$w_{LR} = 1,24 w_{LV} - 2,16$	0,988	145
$w_{LV} = 14 \div 70 \%$	$w_{LC} = 1,11 w_{LR} - 3,06$	0,995	145

Joonis 1.2 Erinevate meetoditega määratud voolavuspiiride regressioonivõrrandid [8]

1.3 Pinnase mehaaniliste omaduste määramine

Pinnase nihketugevuse määramiseks kasutatavad efektiivparameetrid nagu sisehõordenurk ja nidusus on leitavad nihketeimi ehk lõiketeimiga või kolmtelgse surveteimiga. Käesolevas töös

käsitletakse nihketeimi, kuna järgnevates peatükkides kasutatud geoltehnilistes uuringutes ei ole teisi katseid teostatud. [4]

Nihketeimi teostamiseks kasutatav seade koosneb kaheosalisest metallkarbist, kuhu asetatakse pinnaseproov. Karp kaetakse plaadiga ja koormatakse vertikaalkoormusega. Vertikaalkoormus tekitab proovi horisontaalpindadel normaalpinge. Seejärel hakatakse pinnaseproovi mõjuvat horisontaalkoormust suurendama. Karpide vahel pinnases tekib nihkepinge ja mõõtekelladega fikseeritakse horisontaalne ja vertikaalne deformatsioon. [7]

Nihketeimi katse ei ole erinevates standarditest hoolimata muutunud. Katsetamise meetodika on üldjoontes samaks jäänud. Kui tugevusparameetrite arvulistes suurused erinevad, siis see on võib olla tingitud proovide võtmise ja käsitlese erinevusest. Eurokoodeksis on proovidele kindlad nõuded määratud. Nihketeimi teostamiseks peab näiteks proov olema rikkumata struktuuriga 1. kvaliteediklassiga proov. [9]



Joonis 1.3 Lõiketeimi katseseade nihketugevuse määramiseks [10]

Pinnase deformeeritavust iseloomustav parameeter deformatsioonimoodul on määratav laboris kompressiooniteimi või kolmtelgse surveteimiga. Käesolevas töös käsitletakse kompressiooniteimi, kuna järgnevates peatükkides kasutatud geotehnilistes uuringutes ei ole deformatsioonimooduli leidmiseks kasutatud teisi laborikatseid. [4]

Kompressiooniteimi teostamisel kasutatakse ödomeetrit. Katse alguses asetatakse pinnaseproov jäika rõngasse, mis kaetakse vettjuhtivate plaatidega. Kangpressi abil koormatakse pinnaseproovi vertikaalkoormusega, mida astmeliselt suurendatakse. Iga koormusastme puhul fikseeritakse mõõtekella abil pinnasproovi deformatsioon. [7]



Joonis 1.4 Ödomeetri katseseade [11]

Kompressiooniteimi katse ei ole sarnaselt nihketeimile erinevatest standarditest hoolimata muutunud. Katsetamine on üldjoontes samaks jäänud, erinevus tekib katse pinnaseproovidele esitatavates nõuetes, samuti keskmise tulemuse saamiseks minimaalsest katsete arvust ja proovide käitlemise tehnika erinevuses. Näiteks peab vene riiklikest normides lähtudes tegema ühele pinnasekihile 6 kompressiooniteimi, aga Eurokoodeksi alusel tuleb sõltuvalt kogemusest 2–teostada 4 kompressiooniteimi. [3][9]

Deformatsioonimooduli leidmiseks kasutatakse teimimise teel leitud tulemusi. Lisaks teimi tulemustele tuleb deformatsioonimooduli arvutamiseks kasutada valemit [7]:

$$E' = \frac{\beta}{m_v}, \quad (1.1)$$

kus β - Poisson'i tegurist sõltuv suurus, mis arvestab pinnase horisontaalsuunalise deformatsiooni puudumise mõju

m_v – kokkusurutuvusmoodul

Poisson'i tegur ν ja sellest sõltuv suurus β on põhjus, miks erinevate standardite järgi teostatud uuringute deformatsioonimoodulid väärtused on erinevad. Joonise 1.3 tulbad nimetusega „Eestis seni kasutatud“ viitavad Nõukogude Liidu ajal kehtinud normidele. Jooniselt on näha, et pehme savi puhul on ülehinnatud näiteks Poisson'i teguri keskmist väärtust, samal ajal kui suuruse β väärtust on alahinnatud. [7]

Pinnase liik	ν		β	
	Piirid	Eestis seni kasutatud	Piirid	Eestis seni kasutatud
Kohev liiv	0,2..0,4	0,3	0,9...0,4 7	0,74
Keskthie liiv	0,25..0,4		0,83..0,4 7	
Tihe liiv	0,3..0,4 5		0,74..0,2 6	
Tolmliiv, saviliiv	0,2..0,4		0,9..0,47	
Liivsavi	0,2..0,4 5	0,35	0,9...0,2 6	0,62
Pehme savi	0,15..0,3	0,42	0,95..0,7 4	0,40
Plastne ja kõva savi	0,2..0,5		0,9..0,1	

Joonis 1.5 Keskmised Poisson'i teguri ja suuruse β piirid lääne kirjanduse ja Vene normide järgi [7]

Lisaks on nii deformatsioonimoodulit kui ka pinnase tugevusparameetreid võimalik leida välikatsete ja empiiriliste seoste abil. Välikatseid on mitmeid, aga käesolevas töös käsitletakse ainult löök- ja surupenetreerimist. [7]

Surupenetratsiooni (CPT) käigus surutakse pinnasesse püsiva kiirusega (2mm/s) koonilise otsikuga varras. Töö käigus mõõdetakse surumiseks vajalikku jõudu ja hõõrdehülsi abil hõõrdetakistust. Katse käigus avaldatakse koonustakistus ja hõõrdehülsi olemasolul ka külghõõre. Elektroonilisel katseesadmel on veel võimalik mõõta pinnase pooriveerõhku. Katse teostamiseks on erinevate konstruktsioonidega seadmeid, kuid mõõtmed ja katsemetoodika on eri standardite korral samasugune. Penetratsioonikatse annab usaldusväärseid tulemusi pinnasekihtide piiride ja

suhtelise tiheduse kohta ja erinevate võrdlusmaterjalide olemasolu kasutades on võimalik määrata ka pinnase tugevus- ja jäikusparameetreid. [12]

Löökpenetratsiooni käigus süvistatakse pinnasesse koonus löökidega. Penetratsioonitakistust mõõdetakse löökide arvuga, mis kulub 10 või 20 cm süvistamiseks. Katsega saab määrata pinnasekihtide piirid ja tiheduse, mille kaudu on võimalik korrelatsiooni abil tugevusparameetrid avaldada. Katse käik on kõigi standardite korral sarnane, erinevus tekib penetromeetrite mõõtmetes ja massides. Eurokoodeksi järgi on penetromeetri mõõtmed ja massid standardiseeritud vastavalt standardile EN ISO 22476-2. Vene standardis on penetromeetri mõõtmed välja toodud, kuid teistsuguse konstruktsiooniga penetromeetri kasutamise korral tuleb määrata katsetega vastavad üleminekutegurid. [3] [12]



Joonis 1.6 Löök- ja surupenetratsiooni katseseade [13]

Mõlemad välikatsed on jäänud meetodikalt sarnaseks kuid tulemusi on erinevalt tõlgendatud. Erinevad ettevõtted on tugevus- ja jäikusparameetrite määramiseks välja töötanud korrelatsioonid, kuidas neid leida. Eurokoodeks toob lisades välja näiteid tugevusparameetrite ja koonustakistuse vaheliste korrelatsioonide kohta. Samuti on lisades näitena tugevus- ja jäikusparameetrite ning löökpenetratsiooniga leitud tiheduse seos. Kuigi standardis on see näitena olemas, rakendavad erinevad geoloogiauringuid teostavad ettevõtted parameetrite leidmisel oma korrelatsioone, millele pole ka uuringu tulemustes tihti viidatud. Seetõttu on raske kindlaks teha, kus täpselt erinevate uuringute käigus määratud pinnaseparameetrite erinevused tekivad. [9]

2 METOODIKA GEOTEHNILISTE UURINGUTE VÕRDLUSEKS

2.1 Pinnaste normatiivsed näitajad

Võrdlusteks kasutatud pinnase omadused jaotatakse kahte rühma [4]:

- Tunnusomadused
- Mehaanilised omadused

Mahukaal kuulub pinnase tunnusomaduste rühma, mis saadakse pinnase mahuühiku massi ja raskuskiirenduse korrutisena. [4]

Sisehõrdenurk ja nidusus on pinnase tugevust iseloomustavad parameetrid ja kuuluvad mehaaniliste omaduste rühma. [4]

Deformatsioonimoodul kuulub mehaaniliste omaduste rühma ja on parameeter, mis iseloomustab pinnase deformeeritavust. Deformatsioonimoodul koosneb nii elastsest kui ka plastsest deformatsiooni. [4]

2.2 Madalvundamendi arvutused

Standard EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 jagab ehitised kolmeks geotehniliseks kategooriaks ja seda tehakse geotehniliste projekteerimise nõuete määramiseks. Käesolevas töös kasutatavad hooned kuuluvad kõik geotehnilisse kategooriasse 2, mille korral ei kaasne ebanormaalselt suurt riski, erakordselt raskeid pinnasetingimusi või suuri koormusi. [14]

Kõigi kolme hoone vundamendid arvutatakse kahe piirseisundi alusel:

- Kandepiirseisund
- Kasutuspiirseisund

Kandepiirseisundi tekkimise vältimiseks rakendatakse koormustele ja kandevõimele osavarutegureid. Kandepiirseisundi määramiseks EVS- EN 1997-1 standardi järgi saab rakendada

kolme erinevate osavaruteguritega arvutusvarianti. EVS- EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 standardi rahvusliku lisa järgi kasutatakse Eestist teist arvutusvarianti. [4] [14]

Kandepiirseisundi alusel tuleb määrata vundamendi mõõtmed nii, et vundamendi tallale mõjuv normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga oleks väiksem kui pinnase tugevusest sõltuv vundamendi kandevõime. Kandevõime määramisel tuleb arvesse võtta pinnase parameetrite arvutuslike suurus, koormuse ekstsentrilisust, talla kuju ja horisontaalkoormuse mõju. [4]

Koormused, mis on vundamendi dimensioneerimisel kasutatud, on leitud valemiga 2.1 ja kasutades kandepiirseisundi teise arvutusvariandi osavarutegureid. [4]

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2.1)$$

kus $\gamma_{G,j}$ – 1,2- alaliskoormuse osavarutegur (lisa 4, tabel L4.1)

$\gamma_{Q,i}$ – 1,5- muutuvkoormuse osavarutegur (lisa 4, tabel L4.1)

$G_{k,j}$ – alaline koormus, N,

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus, N,

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormus, N,

$\psi_{0,i}$ – 0,5- lumekoormuse kombinatsioonitegur (lisa 5, tabel L5.1)

Kasutuspiirseisundi tekkimise vältimiseks arvutatakse vundamentide vajumid ja need peavad jääma piirväärtustest väiksemaks. Käesolevas töös on võetud vajumite piirväärtuseks 50 mm, mis on EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 standardi järgi vastuvõetav. Käesolevas töös käsitletud hoonete vajumite leidmiseks on kasutatud summeerimismeetodit. Selle meetodi puhul summeeritakse iga kihi vajumid mõjutsooni ulatuses. [4] [14]

Summeerimismeetodi puhul määratakse kihi paksus, millele vajumeid arvutatakse, kasutades tabelit L6.1 lisa 6. Vajumeid tuleb määrata sellise sügavuseni, kus ehitisest tulenev pinge σ_{pz} on 5 korda väiksem pinnase omakaalust tekkinud pingest σ_{gz} . Kui kandva pinnasekihi all asub nõrgem kiht, mille deformatsiooni moodul jääb alla 5MPa, tuleb vajumite leidmist jätkata nõrga kihi lõpuni. [1]

Ehitisest tulenev pinge σ_{pz} on leitav kasutades valemit:

$$\sigma_{pz} = \alpha * p_t , \quad (2.2)$$

α – rõhujaotustegur

p_t – tihendav pinge

Rõhujaotustegur α on leitav tabelist L6.2 lisas 6. Tabeli kasutamiseks on vaja teada vaadeldava punkti suhtelist sügavust (m) ja talla külgede suhet, mis ruudukujulise vundamendi puhul on $n = 1$.

[1]

2.3 Majanduslik tasuvus

Paremaks võrdluseks arvutatakse igal hoonel kolme uuringu järgi dimensioneeritud vundamentide ehitusmaksumus. Betooni hinnale on juurde arvestatud vajalik töö maksumus. Ehitusettevõtjalt küsiti 2018. aasta kevadel ühikhinda, milleks on suuremate tööde korral (Same tee 3 ja Kanarbiku 6) 585 €/m³ ja väiksemate tööde korral (Vitamiini 8a) 695 €/m³, mida kasutati ka arvutustes. Vundamentitööde ühikhind on keskmisest kallim kuna, tegemist on väikeste vundamendi laiustega. Majanduslikus võrdluses ei ole arvestatud kaevetööde ja pinnase utiliseerimise arvelt lisanduvat maksumust.

3 HOONE NR.1- SAME TEE 3

3.1 Geotehniliste tingimuste ülevaade kolme uuringu näitel

3.1.1 Tabivere katlamaja geoloogiauuring

Geoloogiauuringud viidi läbi Jõgeva rajoonis Tabivere asulas. Välitööd viidi läbi 1980. aasta oktoobris. Geoloogiliste välitööde käigus läbiti 16 kaevandit maksimaalsügavusega 6,90 m. Lisaks võeti 20 rikutud ja 9 rikkumata struktuuriga pinnaseproovi, 3 pinnaseveeproovi ning 45 niiskusproovi. Varem on uuritud ala naabruses teostatud mitmeid ehitusgeoloogilisi uurimistöid, mille andmeid on osaliselt kasutatud ka selle uuringu tulemuste saamiseks. [15]

Uuritud maa-ala on suhteliselt tasane ja absoluutkõrgused jäävad vahemikku 60,25–60,60 m. Uuringute käigus eraldati kokku 5 pinnasekihti. [15]

Esimene kiht on täitepinnas, mida esineb kahes puuraugus. Kihi paksuseks on orienteeruvalt 1 meetrit. Geoloogiline löige algab keskmiselt 0,35 meetri paksuse mullakihi (kiht 2). [15]

Mullakihi all asetseb 0,20–1,55 meetrit paks saviliivakiht (kiht 3). Pinnasele tunnuslik on punakas- või kollakaspruun toon. Konsistentsilt on kiht kõvaplastne, sisaldab kohati liivsavi ja peenliiva kogumikke ning kruusa 5–10%. [15]

Ülemine saviliivmoreen (kiht 4) asub maapinnast 0,5–1,95 meetri sügavusel. Kiht esineb 2,25–4,40 meetri paksuselt ja sisaldab orienteeruvalt 15–25% jämepurdu. Konsistentsilt on pinnas sitke kuni kõvaplastne, kuid esineb ka pehmeplastseid kihte. Värvus on moreenil tumedam hallikaspruun. [15]

Alumine saviliivmoreen (kiht 5) jääb maapinnast 3,1–5,2 meetri sügavusele. Kiht on värvuselt kollakashall ja konsistentsilt on kiht valdavalt kõvaplastne kuni kõva. Kihi veesisaldus jääb vahemikku 6,5–11,6%. [15]

Pinnasevesi esines välitööde ajal 3,65–4,30 meetri sügavusel maapinnast ehk absoluutkõrgusel 56,05–56,75 meetrit. [15]

3.1.2 Saadjärve kolhoosi ühepereelamute (Pargi tn 21, 23, 25, 29, 31, 33)

geoloogiauuring

Uurimispiirkond asub Saadjärve voorestikus Tabivere voore nõlval. Välitöö teostati 1982. aasta mais. Välitööde käigus puuriti kokku 6 puurauku, mille uurimissügavus on orienteeruvalt 7,80 meetrit. Pinnaseproove võeti kokku 20 puuraugust, millest 6 olid rikkumata ja 14 rikutud struktuuriga. Veeproove võeti kokku 3. [16]

Uuritud maa-ala absoluutkõrgused jäävad vahemikku 61,50–63,0 meetrit. Kokku eraldati uuringu käigus 3 kihti ja 2 alakihti. [16]

Muld (kiht 1) on pealmine kiht ning kihi paksus jääb 0,35–0,45 meetri vahele. [16]

Saviliiva (kiht 2) kihi paksus on 0,45–0,90 meetrit. Pinnasele on iseloomulikuks pruun või pruunikashall värvus ja sitkeplastne konsistents. Kiht sisaldab 5–10% jämepurdu. [16]

Liivsavi (alakiht 2a) kiht levis ainult ühe puuraugu ümbruses. Pinnas on kõvaplastse konsistentsiga ja pruuni värvusega. [16]

Ülemine saviliivmoreen (kiht 3) lamab ülal loetletud kihtide all ja on kollakashalli tooni. Pinnasekihi paksus on kuni 1,60 meetrit ja konsistentsilt on tegu voolava kuni pehmeplastse pinnasega. Looduslik veesisaldus jääb kihil 15,0–17,3% vahele. [16]

Alumine saviliivmoreen (alakiht 3a) asub ülemise moreenikihi all. Kihi konsistents on sitkeplastne kuni kõva ning jämepurru sisaldus jääb 35–45% vahemikku. Looduslik veesisaldus jääb moreenil 6,20–11,80% vahele. [16]

Pinnasevesi esines välitööde ajal 1,10–1,40 meetri sügavusel maapinnast ehk absoluutkõrgustel 60,35–61,45 m. Suurte sadudega perioodidel võib pinnasevesi tõusta ka kohati mullakihini. [16]

3.1.3 Same tee 3 geoloogiauuring

Uuringud viidi läbi Tabivere alevikus Same tee 3 krundil. Välitööd toimusid 2015. aasta oktoobris ja nende käigus puuriti puuragregraadiga AVB-2M neli puurauku sügavusega 7,00–8,50 meetrit. Lisaks teostati uuringu käigus üks raske-löökpenetratsiooni katse sügavusega 8,0 meetrit ja maalalt võeti 13 niiskuseproovi. [17]

Uuritava ala absoluutsed kõrgused jäid vahemikku 60,35–60,50 meetrit. Geoloogiauuringu käigus eraldati 8 kihti. [17]

Asfaldikihi (kiht A) paksus on 0,14–0,17 meetrit ja see esines kogu uuringualal. [17]

Lubjakivikillustik asfaldipuruga (kiht K) asus asfaldikihi all absoluutsetel kõrgustel 60,20–60,33 meetrit. Kihi paksus jäi 0,15–0,18 meetri vahemikku. [17]

Mullasegune peenliiva kiht (kiht 1) oli esimene täitepinnase kiht, mis uuringualal esines. Kiht asub absoluutsetel kõrgustel 60,05–60,15 meetrit. Mullaseguse peenliiva kihi paksus jäi vahemikku 0,45–0,75 meetrit ja see lamas kihi K all. [17]

Keskliivakiht (kiht 2) on teine täitepinnase kiht, mis esines puuraukude 1 ja 2 ümbruses. Liivakihi paksus jäi 0,35–0,80 meetri vahemikku. Kihile on iseloomulik beež värvus. Pinnasekiht asub absoluutsetel kõrgustel 59,25–59,60 meetrit. [17]

Ümberpööratud (kiht 3) pinnasekiht on kolmas täitepinnase kiht, mis oli kogu uuringualal levinud. Kihi paksus jäi vahemikku 0,20–0,55 meetrit. Ümberpööratud pinnasekiht koosneb savikast peenliivast ja mullaga savimõllist, mis on niisked kuni märjad. [17]

Mõlline mullakiht (kiht 4) lamab ainult 2. puuraugu alal. Kiht asub absoluutsel kõrgusel 59,25 meetrit ja kihi paksus oli 0,25 meetrit. [17]

Mõlline peenliiva kiht (kiht 5) asub absoluutsetel kõrgustel 58,45–59,20 meetrit. Kiht koosneb pehmest kuni sitkest mõllisest peenliivast kuni kruusaga mõllisest peenliivast. Kihi paksus jäi vahemikku 4,00–5,30 meetrit. Pinnasele on iseloomulik kollakaspruun värvus ja konsistentsilt on kiht pehme kuni sitke ning väheplastne. Pinnasekiht sisaldab 5–25% jämepurdu. [17]

Savimõlli (kiht 6) pinnasekiht asub absoluutsetel kõrgustel 53,90–54,45 meetrit. Kihti läbiti uuringu käigus 0,70–2,60 meetri ulatuses. Kruusa ja rohke liivaga savimõllist koosnev moreen on kollakas- kuni hallikaspruuni värvi ning konsistentsilt kõva ja väheplastne. Kihi jämepurru sisaldus on kuni 20%. [17]

Pinnasevett esines välitööde ajal ainult 1. puuraugu alal. Pinnasevee tase oli absoluutsel kõrgusel 58,60 meetrit. Arvatavasti oli tegu ajutise üleveega. [17]

3.1.4 Geoloogiliste tulpade analüüs kolme uuringu näitel

1980. aasta teostatud uuringust on geoloogiliste tulpade võrdluses käsitletud puuruauku 7 (PA-7). Tabivere katlamaja puuraukudest valiti uuele uuringualale (Same tee 3) kõige lähedamal asuv puurauk. [15]

KAEVANDI NR.	PA-7			SUUDME ABS. KÕRGUS	60.25	PINNASEVEE TASEME ABS. KÕRGUS	56.60	VEEPIND HOJDETUP	14.10.80
INDEKS	SÜGA VUS	ABS. KÕRGUS	PAK. SUGUS	TULP	PROOVID	KIRJELDUS			
1	0.20	50.05	0.20	0		MULD VEERISTEGA SAVILIIV: PUNAKASPURUUN, KÕVAPLASTNE, SISALDAB KRUUSA 5-10%.			
2	0.70	59.55	0.50	0	2.00				
3	3.20	57.05		0	3.00	MOREEN: RASKE SAVILIIV, HALLIKASPURUUN, SITKE-VÕI KÕVAPLASTNE, SISALDAB JÄMEPURDU 15-25%.			
4				0	4.00				
5			2.80	0	5.00	MOREEN: RASKE SAVILIIV, KOLLAKASHALL, KÕVAPLASTNE KUNI KÕVA, SISALDAB JÄMEPURDU 15-25%.			
6	6.00	54.25		0					

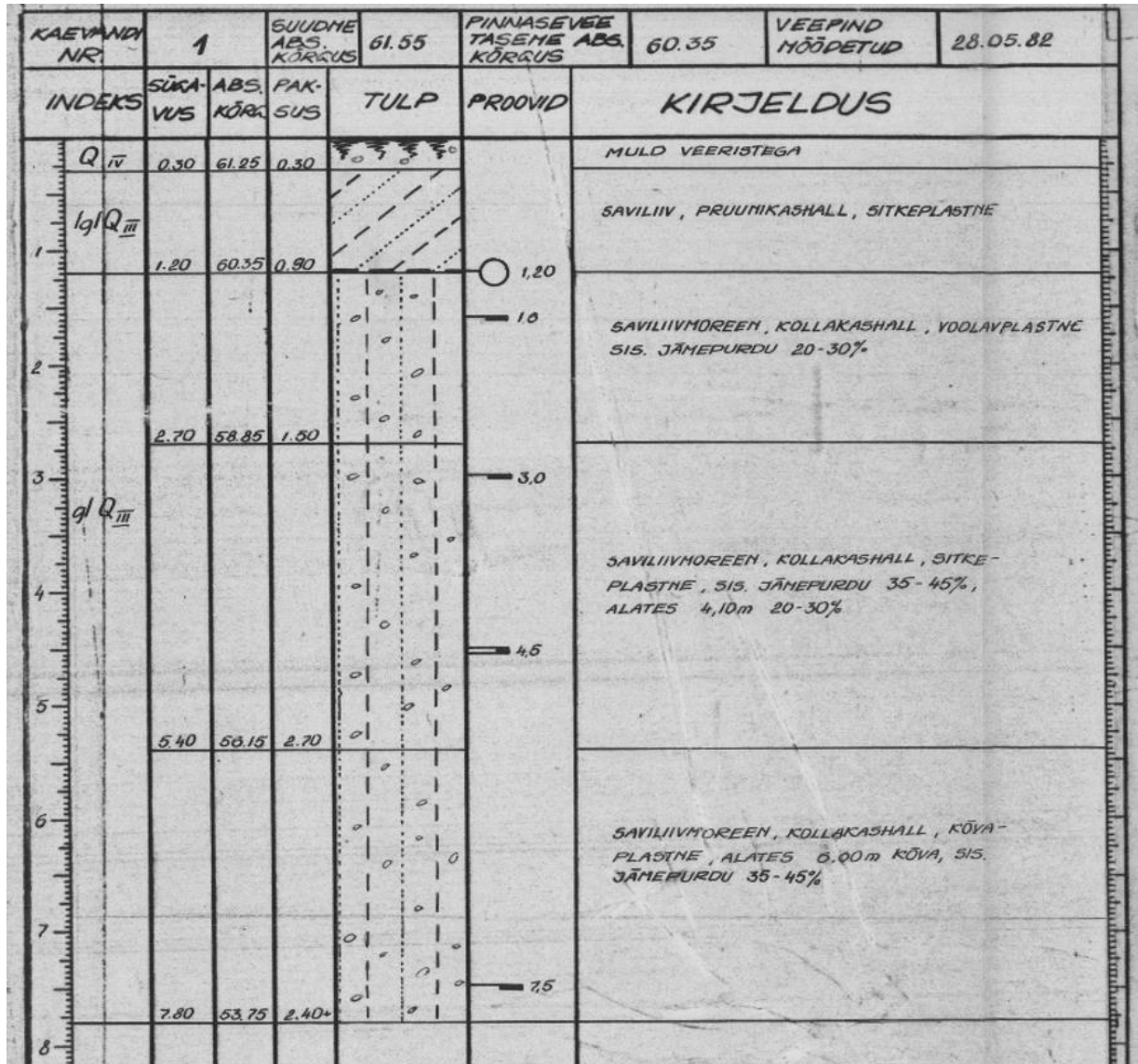
Joonis 3.1 Tabivere katlamaja uuringu geoloogiline tulp [15]

1982. aastal teostatud uuringust on geoloogiliste tulpade võrdluses käsitletud puuruauku 1 (PA-1) (joonis 2.2). Saadjärve kolhoosi ühepereelamute puuraukudest on tulpade võrdluses kasutatud uuele uuringualale (Same tee 3) iseloomulikku ja lähedamail asuvat puuruauku. [16]

2015. aasta uuringust on tulpade võrdlemiseks kasutatud puuruauku 2 (PA-2) (joonis 2.3). Same tee 3 tulba valikul on lähtutud kõige iseloomulikumast puuraugust. [17]

Kolmest geoloogilisest tulpast on näha, et pinnasevesi on kõigil uuringualadel väga erineval kõrgusel. Kõige uuemal uuringul (Same tee 3) on näha, et uuringusügavus ulatub absoluutkõrgusele 53,50 meetrit, aga pinnasevett ei esine. Samas on Tabivere katlamaja tulpast näha, et pinnasevesi asub absoluutsel kõrgusel 56,60 meetrit. Mõlemad uuringud on teostatud oktoobris 35-aastase vahega. 1982. aastal teostatud uuringust on, aga näha, et pinnasevesi on kõrgusel 60,35 meetrit, mis on peaaegu Same tee 3 suudme absoluutne kõrgus.

Samuti on tulpadest näha, kuidas kõigub kihtide paksus ja alguspunkt. Ülemine saviliivmoreen ehk mölline peenliiv, millele võiks vundamendi rajada, saab Tabivere katlamaja uuringu järgi alguse absoluutsel kõrgusel 59,55 meetrit ja Saadjärve kolhoosi ühepereelamute uuringu järgi absoluutsel kõrgusel 60,35 ja kuna pinnasevesi on samal kõrgusel, siis pinnasekiht, millele vundament rajatakse, on veega täielikult küllastunud. Samas saab sama mölline peenliiva kiht Same tee 3 uuringu järgi alguse alles absoluutkõrgusel 59,55 meetrit.



Joonis 3.2 Saadjärve kolhoosi ühepereelamute uuringu geoloogiline tulp [16]

Kaevandi tähis ja nr	PA-2	Suudme abs. kõrgus	60.50	Puuritud (kuup.) Seade	06.10.2015 AVB-2M	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	-	Veepind mõõdetud (kuup.)	06.10.2015
x=6492587.60					Y=651194.20				
Geo. in-deks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Pak-sus m	Geoloogiline lõige	Proov (labori nr.)	Pinnase kirjeldus			
1	0.17	60.33	0.17	(A)		Asfalt			
	0.35	60.15	0.18	(K)		Lubjakivikillustik asfaltipuruga			
	0.90	59.60	0.55	(1)		Täitepinnas: peenliiv, mullasegune, savikate pesadega, kruusateradega, tihenenud, niiske.			
	1.25	59.25	0.35	(2)		Täitepinnas: keskliiv, beež, sisaldab kruusa kuni 20% ja vähest mulda, kohev, niiske kuni märg.			
qIV	1.50	59.00	0.25	(4)		Muld: mölline.			
2						Mölline peenliiv kuni kruusaga mölline peenliiv (moreen): kollakaspruun, väheplastne, pehme kuni sitke, sisaldab jämpurdu 10-25%.			
			4.80	(5)					
4									
	6.30	54.20							
6									
	7.00	53.50	0.70	(6)		Kruusa ja rohke liivaga savimöll (moreen): kollakas- kuni hallikaspruun, väheplastne, kõva, sisaldab jämpurdu kuni 20%.			
7									

Joonis 3.3 Same tee 3 uuringu geoloogiline tulp [17]

3.1.5 Pinnaste normatiivsete näitajate võrdlus

Eelnevate peatükkide geoloogiliste uuringute aruannetest on näha, et pinnasekihtide nimetused on erinevad. See on tingitud erinevatest ehitusnormidest. Vanematel uuringutel on pinnaskihi nimetuse määramiseks kasutatud NSV Liidu standardil (GOST) põhinevat juhendit „Ajutised juhised ehitusgeoloogilisteks uurimisteks Eesti NSV-s“. Uue normi järgi määratud pinnase nimetuseks on mölline peenliiv, väheplastne ja kõva konsistentsiga (lisa 7, tabel L7.1) [4]

Tabelis 3.1, 3.2, 3.3 ja 3.4 on esitatud möllise peenliiva tunnus- ja mehaaniliste omaduste normatiivsed näitajad kolme uuringu näitel. Tabeli teises tulbas on uuringu teostamisaasta, et anda parem ülevaade näitajate muutumisest ajas. Igas tabelis on märkuste tulbas välja toodud

uuringutulemuste saamiseks kasutatud katsed. Samuti on selles tulbas näha, kas tulemuste saamiseks on kasutatud lähedal asuvaid vanemaid uuringuid.

Tabel 3.1 Kandva pinnasekihi mahukaalu (γ') võrdlus

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Mahukaal (kN/m ³)	Märkused
Tabivere katlamaja	1980	22	Labor
Saadjärve kolhoosi ühepereelamud	1982	19,5	Labor
Same tee 3	2015	22,2	Labor

Kasutatud geoloogiauuringutes on tugevusparameetrid leitud nihketeimiga. Tabivere katlamaja puhul on kasutatud ka tugevusnäitajate leidmiseks lähedal asuvaid vanemaid uuringuid. Kõige täpsemad tulemused pinnase tugevusparameetrite leidmisel saadakse laboriteimide teostamisel.

Tabel 3.2 Kandva pinnasekihi sisehõordenurga (φ) võrdlus [15] [16] [17]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Sisehõordenurk (°)	Märkused
Tabivere katlamaja	1980	28	Labor, lähedal asuvad vanad uuringud
Saadjärve kolhoosi ühepereelamud	1982	26	Labor, nihketeim
Same tee 3	2015	33	Labor, nihketeim

Tabel 3.3 Kandva pinnasekihi nidususe (c') võrdlus [15] [16] [17]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Nidusus (kPa)	Märkused
Tabivere katlamaja	1980	12	Labor, lähedal asuvad vanad uuringud
Saadjärve kolhoosi ühepereelamud	1982	10	Labor, nihketeim
Same tee 3	2015	10	Labor, nihketeim, raske-löökpenetratsiooni katse

Kolmest uuringust ühes on deformatsioonimooduli leidmiseks kasutatud kompressiooniteimi, teisel kahel on parameeter leitud empiiriliste seoste abil, kasutades kogemust ja pinnase veesisaldusprotsenti või penetratsioonikatse tulemusi.

Tabel 3.4 Kandva pinnasekihi deformatsioonimooduli (E') võrdlus [15] [16] [17]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Deformatsioonimoodul (MPa)	Märkused
Tabivere katlamaja	1980	12	Labor, lähedal asuvad vanad uuringud
Saadjärve kolhoosi ühepereelamud	1982	6	Labor, kompressiooniteim
Same tee 3	2015	13	Labor, raske-löökpenetratsiooni katse

3.2 Madalvundamendi arvutus

Paremaks pinnase võrdlemiseks kasutatakse Same kontori- ja laohoone laiendusprojekti hoonest tulevate koormuste arvutamiseks ja vundamentide leidmiseks kõigi kolme uuringu näitel.

Same kontori- ja laohoone 0,00 pind asub absoluutkõrgusel 60,55 meetrit. Vundeerimissügavus on põrandast 1,55 meetrit ehk absoluutne kõrgusmärk talla alumises pinnas on 59,00 meetrit. [18]

Vundeerimissügavus on võetud uue geoloogiauuringu tulemuste järgi ja sama rajamissügavust rakendatakse vundamendiarvustes kõigi kolme geoloogiauuringu näitajate järgi. Vundamendi rajamissügavusel asub mölline peenliiva kiht, mis on esimene kandev kiht. Vundamendiarvutus teostatakse telgede H ja 3 koormusele, sest seal on maksimaalne koormus. Ülejäänud koormused on toodud välja tabelis L8.1, lisa 8. [18]

3.2.1 Vundamendiarvutus Tabivere katlamaja uuringu pinnasenäitajatega

Lähteandmed arvutamiseks [15]:

- Vundament, mis on arvutatud, asub telgedel H ja 3
- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva mahukaal $\gamma' = 22 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva sisehõordenurk $\varphi = 28^\circ$ ja nidusus $c' = 12 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariant 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Põranda ja maapinna kõrguste vahe $a = 0,3 \text{ m}$
- Talla süvis maapinnast $d = 1,25 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$

Lahenduskäik:

- 1) Sisehõordenurk on $\varphi = 28^\circ$ ja sellele vastavad kandevõimetegurite väärtused on leitavad lisa 9, tabel L9.1. [4]

$$N_y = 14,59 \quad N_q = 14,72 \quad N_c = 25,80$$

2) Tallakuju arvestavad tegurid. [4]

Nelinurkse talla korral $B=L=1$ m

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L} = 1 - 0,3 * 1 = 0,7 \quad (3.1)$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} * \sin(\varphi) = 1 + 1 * \sin 28^\circ = 1,47 \quad (3.2)$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,47 * 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 1,50 \quad (3.3)$$

3) Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis. [4]

$$q' = d * \gamma_{täide} = 1,25 * 19 = 23,75 \text{ kN/m}^3 \quad (3.4)$$

4) Taldmiku sügavus keskmisest maapinnast. [4]

$$d_k = d + \frac{a}{2} = 1,25 + \frac{0,3}{2} = 1,4 \text{ m} \quad (3.5)$$

5) Tegurid vundamendi arvutamiseks. [4]

$$a_3 = \frac{0,5 * \gamma' * s_\gamma * N_\gamma}{\gamma_R} = \frac{0,5 * 22 * 0,7 * 14,59}{1,5} = 74,90 \text{ kN/m}^3 \quad (3.6)$$

$$a_4 = \frac{(q' * N_q * s_q + N_c * c' * s_c)}{\gamma_R} - d_k * \gamma_k * \gamma_G =$$

$$= \frac{(23,75 * 14,72 * 1,47 + 25,80 * 12 * 1,50)}{1,5} - 1,4 * 22 * 1,2 = 615,89 \text{ kN/m}^2 \quad (3.7)$$

6) Esialgse taldmiku mõõdu leidmine ruudukujulise tallaga üksikvundamendil. [4]

$$B_1 = \sqrt{\frac{V}{a_4}} = \sqrt{\frac{136,91}{615,89}} = 0,4715 \text{ m} \quad (3.8)$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{V}{a_3 * B_1 + a_4}} = \sqrt{\frac{136,91}{74,90 * 0,4715 + 615,89}} = 0,4585 \text{ m} \quad (3.9)$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{V}{a_3 * B_2 + a_4}} = \sqrt{\frac{136,91}{74,90 * 0,4585 + 615,89}} = 0,4589 \text{ m} \quad (3.10)$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{V}{a_3 * B_3 + a_4}} = \sqrt{\frac{136,91}{74,90 * 0,4589 + 615,89}} = 0,4589 \text{ m} \quad (3.11)$$

Uueks taldmiku laiuseks valitakse $B = 0,5$ m

7) Täpse vundamendi kaalu leidmine, arvestades et vundamendi kõrgus on $h = 0,2$ m

$$G_{vund} = B^2 * h * \gamma_{betoon} = 0,5^2 * 0,2 * 25 = 1,25 \text{ kN} \quad (3.12)$$

8) Koormuse leidmine vundamendile tallast kõrgemal asuvast pinnasest

$$G_{pinnas} = B^2 * (d - h) * \gamma_k = 0,5^2 * (1,25 - 0,2) * 22 = 5,78 \text{ kN} \quad (3.13)$$

9) Arvutusliku vertikaalkoormuse leidmine

$$V_d = (G_{pinnas} + G_{vund}) * \gamma_G + V = (5,78 + 1,25) * 1,2 + 136,91 = 145,34 \text{ kN} \quad (3.14)$$

Hoonele mõjub lisaks vertikaalkoormusele ka tuulest tulenev horisontaalne koormus $H_k = 4,3$ kN ning kraanast ja ekstsentrilisusest tulenevad momendid. [18]

10) Arvutuslikud momendid koos horisontaalkoormusest tuleneva momendiga, arvestades et ristihoonet mõjub moment $M_{d1} = 20$ kNm ja piki hoonet $M_{d2} = 8$ kNm. Horisontaalne koormus mõjub meetri kõrgusel tallast. [18]

$$M_{dB} = M_{d1} = 20 \text{ kNm} \quad (3.15)$$

$$M_{dL} = M_{d2} + H_k * \gamma_Q * 1 \text{ m} = 8 + 4,3 * 1,5 * 1 = 14,45 \text{ kNm} \quad (3.16)$$

11) Ekstsentrilisuste arvutamine. [4]

$$e_L = \frac{M_{dL}}{V + G_{vund}} = \frac{14,45}{136,91 + 1,25} = 0,1046 \text{ m} \quad (3.17)$$

$$e_B = \frac{M_{dB}}{V + G_{vund}} = \frac{20}{136,91 + 1,25} = 0,1448 \text{ m} \quad (3.18)$$

12) Vundamendi redutseeritud mõõtmete arvutus. [4]

$$L' = B - 2 * e_L = 0,5 - 2 * 0,1046 = 0,2908 \text{ m} \quad (3.19)$$

$$B' = B - 2 * e_B = 0,5 - 2 * 0,1914 = 0,2105 \text{ m} \quad (3.20)$$

13) Tuulest tulenevat horisontaaljõust tingitud resultantjõu kallet arvestavate tegurite arvutus, arvestades et tuul mõjub lühema külje suunas. [4]

$$H_d = \gamma_Q * H_k = 1,5 * 4,3 = 6,45 \text{ kN} \quad (3.21)$$

$$m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} = \frac{2 + 0,2105/0,2908}{1 + 0,2105/0,2908} = 1,5801 \quad (3.22)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + B' * L' * c' * \cot(\varphi)}\right)^{m_B} = \left(1 - \frac{6,45}{145,34 + 0,21 * 0,29 * 12 * \cot 28^\circ}\right)^{1,5801} = 0,9314 \quad (3.23)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + B' * L' * c' * \cot(\varphi)}\right)^{m_{B+1}} = \left(1 - \frac{6,45}{145,34 + 0,21 * 0,29 * 12 * \cot 28^\circ}\right)^{2,5801} = 0,8905 \quad (3.24)$$

$$i_c = \frac{i_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,9314 * 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 0,9264 \quad (3.25)$$

14) Redutseeritud mõõtmetega talla kuju arvestavate tegurite arvutus, kasutades valemeid 3.1, 3.2 ja 3.3.

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 * \frac{0,21}{0,29} = 0,7829$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin(\varphi) = 1 + \frac{0,21}{0,29} * \sin 28^\circ = 1,3398$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,3398 * 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 1,3645$$

15) Vundamendi kandevõime kontroll. [4]

$$R_d = B' * L' * \frac{(c' * N_c * s_c * i_c + q' * N_q * s_q * i_q + 0,5 * \gamma' * B' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)}{\gamma_R} = 0,21 * 0,3 * \frac{(12 * 25,8 * 1,37 * 0,93 + 23,8 * 14,72 * 1,34 * 0,93 + 0,5 * 22 * 0,21 * 14,59 * 0,78 * 0,89)}{1,5} = 34,73 \text{ kN} \quad (3.26)$$

Kandevõime pole tagatud, kuna $V_d \geq R_d$. See on tingitud sellest, et algsete taldmikke määramisel jäi arvestamata momendi ja horisontaalkoormuse mõju. Valime uueks taldmikku laiuseks

$B = 0,80 \text{ m}$.

16) Uut taldmikku mõõtu arvestades täpse vundamendi kaalu leidmine, kasutades valemit 3.12 ja võttes arvesse, et vundamendi kõrgus on $h = 0,2 \text{ m}$

$$G_{vund} = B^2 * h * \gamma_{betoon} = 0,80^2 * 0,2 * 25 = 3,2 \text{ kN}$$

17) Uue koormuse leidmine vundamendile tallast kõrgemal asuvast pinnasest, kasutades valemit 3.13

$$G_{pinnas} = B^2 * (d - h) * \gamma_k = 0,80^2 * (1,25 - 0,2) * 22 = 14,78 \text{ kN}$$

18) Uue arvutusliku vertikaalkoormuse leidmine, kasutades valemit 3.14

$$V_d = (G_{pinnas} + G_{vund}) * \gamma_G + V = (14,78 + 3,2) * 1,2 + 136,91 = 158,50 \text{ kN}$$

19) Uute ekstsentrilisuste arvutamine, kasutades valemit 3.17 ja 3.18

$$e_L = \frac{M_{dL}}{V + G_{vund}} = \frac{14,45}{136,91 + 3,2} = 0,1031 \text{ m}$$

$$e_B = \frac{M_{dB}}{V + G_{vund}} = \frac{20}{136,91 + 3,2} = 0,1427 \text{ m}$$

20) Uute vundamendi redutseeritud mõõtmete arvutus, kasutades valemeid 3.19 ja 3.20

$$L' = B - 2 * e_L = 0,80 - 2 * 0,1031 = 0,5937 \text{ m}$$

$$B' = B - 2 * e_B = 0,80 - 2 * 0,1427 = 0,5145 \text{ m}$$

21) Tuulest tulenevat horisontaaljõust tingitud resultantjõu kallet arvestavate tegurite arvutus, arvestades et tuul mõjub lühema külje suunas. Arvutuses kasutatud valemeid 3.21, 3.22, 3.23, 3.24 ja 3.25.

$$H_d = \gamma_Q * H_k = 1,5 * 4,3 = 6,45 \text{ kN}$$

$$m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} = \frac{2 + 0,5145/0,5937}{1 + 0,5145/0,5937} = 1,5357$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + B' * L' * c' * \cot(\varphi)}\right)^{m_B} = \left(1 - \frac{6,45}{158,49 + 0,52 * 0,59 * 12 * \cot 28^\circ}\right)^{1,5357} = 0,9407$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + B' * L' * c' * \cot(\varphi)}\right)^{m_B+1} = \left(1 - \frac{6,45}{158,49 + 0,52 * 0,59 * 12 * \cot 28^\circ}\right)^{2,5357} = 0,904$$

$$i_c = \frac{i_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,940 * 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 0,9364$$

22) Uue talla mõõtmega talla kuju arvestavate tegurite arvutus, kasutades valemeid 3.1, 3.2 ja 3.3.

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 * \frac{0,52}{0,59} = 0,74$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin(\varphi) = 1 + \frac{0,52}{0,59} * \sin 28^\circ = 1,4068$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,4068 * 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 1,4365$$

23) Uue talla mõõtmega vundamendi kandevõime kontroll valemi 3.26 järgi

$$R_d = B' * L' * \frac{(c' * N_c * s_c * i_c + q' * N_q * s_q * i_q + 0,5 * \gamma' * B' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma)}{\gamma_R} =$$

$$= 0,51 * 0,59 \frac{(12 * 25,8 * 1,4 * 0,94 + 23,8 * 14,72 * 1,41 * 0,94 + 0,5 * 22 * 0,51 * 14,59 * 0,74 * 0,90)}{1,5}$$

$$= 190,29 \text{ kN}$$

Kandevõime on tagatud, kuna $V_d = 158,49 \text{ kN} \leq R_d = 190,29 \text{ kN}$

Hoone kõigi vundamentide dimensioneeritud suurused, kasutades sama lahenduskäiku, kui üleval toodud:

Tabel 3.5 Tabivere katlamaja uuringu tulemuste järgi hoone vundamentide suurused

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
H/1	0,80	0,80	0,20	0,128
H/2	0,80	0,80	0,20	0,128
H/3	0,80	0,80	0,20	0,128
H/4	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/5	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/6	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/7	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/8	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/9	0,80	0,80	0,20	0,128
H/10	0,80	0,80	0,20	0,128
H/11	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/12	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/13	0,80	0,80	0,20	0,128
G/1	0,80	0,80	0,20	0,128
G/13	0,80	0,80	0,20	0,128
13	0,40	20,43	0,20	1,6344
14a	0,40	9,80	0,20	0,784
15	0,40	10,73	0,20	0,8584
15-16	0,40	9,80	0,20	0,784
Kokku:				6,0963

Vajumite arvutamiseks on kasutatud Tabivere katlamaja uuringu tulemusi. Tabeli 3.6 esimene veerg tähistab kihi paksust, teine veerg näitab vaadeldava punkti sügavust tallast, kolmas veerg näitab vundamendi suhtelist sügavust, neljandas veerus on esitatud rõhujaotustegur, viies veerg näitab vundamendile mõjuva koormuse põhjustatud lisapinget, kuues veerg on pinnase omakaalupinge. Seitsmes veerg on vajalik selleks, et oleks kergem võrrelda neljanda ja viienda veeru pingeid. Viimane veerg näitab vaadeldava kihi vajumit.

Käesolevas geoloogiauuringu deformatsioonimoodul on leitud, kasutades vanu lähedal asuvaid uuringuid ja empiirilisi seoseid. Sellest tingituna ei pruugi parameeter olla väga usaldusväärne.

Lähteandmed arvutamiseks [15]:

- Möllise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 12 \text{ MPa}$
- Vajumi arvutamisel on kasutatud vundamenti telgedel H ja 3

Lahenduskaik:

- 1) Vertikaalkoormuse arvutusliku väärtuse leidmine arvestades, et alalise- ja muutuvkoormuse osavarutegur on 1,0. Koormuse leidmisel on kasutatud valemit 3.14

$$V_d = (14,78 + 3,2) * 1,0 + 100 = 117,98 \text{ kN}$$

- 2) Surve talla tasapinnas.

$$p = \frac{V_d}{B^2} = \frac{117,98}{0,80^2} = 184,34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.27)$$

- 3) Tihendava pinge talla tasandis arvutus. [1]

$$p_t = p - d * \gamma_{täide} = 184,34 - 1,25 * 19 = 160,59 \text{ kN/m}^2 \quad (3.28)$$

Tabel 3.6 Vajumiarvutus Tabivere katlamaja uuringu näitajate järgi.

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2 * \sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
1,25				160,59	23,75	4,75	
0,2	0,2	0,5	0,9299	149,34	28,15	5,63	0,0026
0,2	0,400	1	0,7009	112,56	32,55	6,51	0,0022
0,2	0,600	1,5	0,4842	77,76	36,95	7,39	0,0016
0,2	0,800	2	0,3361	53,98	41,35	8,27	0,0011
0,4	1,200	3	0,1789	28,73	50,15	10,03	0,0014
0,4	1,600	4	0,1081	17,36	58,95	11,79	0,0008
0,35	1,950	4,875	0,0755	12,12	66,65	13,33	0,0004
						Kokku:	0,0100

Tabelist 3.6 on näha, et hoone vajum on 10,0 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumised jäävad lubatud piiresse ja määravaks saab vundamendi kandevõime, millest lähtuvalt on taldmikute suuruste valik tehtud.

3.2.2 Vundamendi arvutus Saadjärve kolhoosi ühepereelamute uuringu pinnasenäitajatega

Lähteandmed arvutamiseks [16]:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva mahukaal $\gamma' = 19,5 \text{ kN/m}^3$, aga kuna pinnasevesi ulatub taldmiku tasapinda, siis on pinnas kogu ulatuses veega küllastunud ja arvutustes kasutatakse veega küllastunud pinnase mahukaalu $\gamma' = 19,5 - 9,81 = 9,69 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva sisehõordenurk $\varphi = 26^\circ$ ja nidusus $c' = 10 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariant 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Põranda ja maapinna kõrguste vahe $a = 0,3 \text{ m}$
- Talla süvis maapinnast $d = 1,25 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$

Vundamendid arvutati sarnaselt peatükile 3.2.1. Koormused, mida kasutati vundamentide dimensioneerimiseks on toodud tabelis L8.1, lisas 8. Esimene tulp näitab vundamendi asukohta telgede suhtes ja viimane tulp näitab betoonikulu vundamendi ehituseks.

Tabel 3.7 Hoone vundamentide suurused Saadjärve kolhoosi ühepereelamute uuringu tulemuste järgi

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
H/1	0,90	0,90	0,20	0,162
H/2	0,90	0,90	0,20	0,162
H/3	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/4	0,90	0,90	0,20	0,162
H/5	0,90	0,90	0,20	0,162
H/6	0,90	0,90	0,20	0,162
H/7	0,90	0,90	0,20	0,162
H/8	0,90	0,90	0,20	0,162
H/9	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/10	0,85	0,85	0,20	0,1445
H/11	0,90	0,90	0,20	0,162
H/12	0,90	0,90	0,20	0,162
H/13	0,85	0,85	0,20	0,1445
G/1	0,90	0,90	0,20	0,162
G/13	0,85	0,85	0,20	0,1445
13	0,45	20,43	0,20	1,8387

Tabel 3.7 järg

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
14a	0,45	9,80	0,20	0,882
15	0,45	10,73	0,20	0,9657
15-16	0,45	9,80	0,20	0,882
			Kokku:	6,9109

Vajum on arvatud sarnaselt peatükile 3.2.1. Deformatsioonimoodul käesolevas geoloogiauuringus on leitud kompressiooniteimiga, mis annab parameetritele usaldusväärsed tulemused.

Lähteandmed arvutamiseks [16]:

- Möllise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 6 \text{ MPa}$
- Savimölli deformatsioonimoodul $E'_{all} = 12 \text{ MPa}$
- Savimölli kihi mahukaal, mis on veega küllastunud $\gamma'_{all} = 21 - 9,81 = 11,19 \text{ kN/m}^3$
- Vajumi arvutamisel on kasutatud telgedel H ja 3 asuvat vundamenti

Tabel 3.8 Vajumiarvutus Saadjärve kolhoosi ühepereeramute uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
1,25				142,76	23,75	4,75	
0,15	0,15	0,353	0,9705	138,54	25,20	5,041	0,0035
0,2125	0,363	0,853	0,7735	110,42	27,58	5,516	0,0022
0,2125	0,575	1,353	0,5412	77,26	29,96	5,992	0,0017
0,2125	0,788	1,853	0,3735	53,32	32,34	6,467	0,0012
0,425	1,213	2,853	0,1949	27,82	37,09	7,419	0,0014
0,425	1,638	3,853	0,1158	16,53	41,85	8,370	0,0008
0,425	2,063	4,853	0,0762	10,88	46,60	9,321	0,0005
0,425	2,488	5,853	0,0534	7,62	51,36	10,272	0,0003
						Kokku:	0,0116

Tabelist 3.8 on näha, et hoone vajum on 11,6 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumised jäävad lubatud piiresse ja määravaks saab kandevõime, mis on valitud taldmikute suuruste juures tagatud.

3.2.3 Vundamendi arvutus Same tee 3 uuringu pinnasenäitajatega

Lähteandmed arvutamiseks [17]:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva mahukaal $\gamma' = 22,2 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva sisehõrdenurk $\varphi = 33^\circ$ ja nidusus $c' = 10 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariandi 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Põranda ja maapinna kõrguste vahe $a = 0,3 \text{ m}$
- Talla süvis maapinnast $d = 1,25 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$

Vundamendid arvutati sarnaselt peatükile 3.2.1. Koormused, mida kasutati vundamentide dimensioneerimiseks on toodud lisa 8, tabelis L8.1.

Tabel 3.9 Hoone vundamentide suurused Same tee 3 uuringu tulemuste järgi

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
H/1	0,70	0,70	0,20	0,098
H/2	0,70	0,70	0,20	0,098
H/3	0,65	0,65	0,20	0,0845
H/4	0,70	0,70	0,20	0,098
H/5	0,70	0,70	0,20	0,098
H/6	0,70	0,70	0,20	0,098
H/7	0,70	0,70	0,20	0,098
H/8	0,70	0,70	0,20	0,098
H/9	0,65	0,65	0,20	0,0845
H/10	0,65	0,65	0,20	0,0845
H/11	0,70	0,70	0,20	0,098
H/12	0,70	0,70	0,20	0,098
H/13	0,70	0,70	0,20	0,098
G/1	0,70	0,70	0,20	0,098
G/13	0,65	0,65	0,20	0,0845
13	0,30	20,43	0,20	1,2258
14a	0,30	9,80	0,20	0,588
15	0,30	10,73	0,20	0,6438
15-16	0,30	9,80	0,20	0,588
Kokku:				4,4616

Vajum on arvatud sarnaselt peatükile 3.2.1. Deformatsioonimoodul on käesoleva geoloogiauuringu leitud löökpenetratsiooni katse ja empiiriliste seoste abil, millest tingituna ei pruugi tulemus olla nii usaldusväärne.

Lähteandmed arvutamiseks [17]:

- Mõllise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 13 \text{ MPa}$

Tabel 3.10 Vajumiarvutus Same tee 3 uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
1,25				241,03	23,75	4,75	
0,1625	0,1625	0,500	0,9299	224,13	27,36	5,472	0,0029
0,1625	0,325	1,000	0,7009	168,94	30,97	6,193	0,0025
0,1625	0,488	1,500	0,4842	116,71	34,57	6,915	0,0018
0,1625	0,650	2,000	0,3361	81,01	38,18	7,636	0,0012
0,325	0,975	3,000	0,1789	43,12	45,40	9,079	0,0016
0,325	1,300	4,000	0,1081	26,06	52,61	10,522	0,0009
0,325	1,625	5,000	0,0716	17,26	59,83	11,965	0,0005
0,325	1,950	6,000	0,0507	12,22	67,04	13,408	0,0004
						Vajum kokku:	0,0117

Tabelist 3.10 on näha, et hoone vajum on 11,7 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumid jäävad lubatud piiresse ja määravaks saab kandevõime, mis on tagatud.

3.3 Same tee 3 tulemused ja järeldused

Geoloogiliste tulpade võrdlusest avaldus, et pinnasekihtide paksus võib nii krundisise kui ka krundivälise geotehniliste uuringupunktidega võrreldes olla väga erinev, millest avaldubki vajadus uute täiendavate uuringute järele.

Samuti on tabelist 3.2, et Same tee 3 ja Saadjärve kolhoosi ühepereelamute geotehnilise uuringu korral on leitud sisehõrdenurk nihketeimiga, aga erinevus on 7°. See võibolla tingitud pinnaseproovide erinevast käitlemisest, aga see tõestab, et uus uuring annab sama katset teostades suurem sisehõrdenurga kui vanem uuring, mille tagajärjel vundamendi suurus väheneb.

Tabelis 3.11 on toodud välja rahaline maksumus, mis on vundamentide ehitusele kulunud. Teine veerg on betoonimaht, mis kulub Same tee 3 hoone vundamentide ehitusele erinevate uuringute järgi. Betoonimahud on võetud tabelitest 3.5, 3.7 ja 3.9. Viimane veerg näitab protsendilist erinevust uue geotehnilise uuringuga leitud vundamentide ehituse maksumuse ja vanade uuringute järgi dimensioneeritud vundamentide ehituse maksumuse vahel.

Protsendi leidmisel Saadjärve kolhoosi ühepereelamute ja Same tee 3 võrdluseks on kasutatud tehet:

$$(4036,5 - 2603,25) / 2603,25 * 100\% = 55,06\%$$

Tabel 3.11 Vundamendi maksumus kolme uuringu näitel

Uuringu nimetus	Vundamendi betooni maht	Ühikhind	Maksumus kokku	Protsendiline erinevus
	m ³	€/m ³	€	%
Tabivere katlamaja	6,10	585	3568,5	37,08
Saadjärve kolhoosi ühepereelamud	6,90	585	4036,5	55,06
Same tee 3	4,45	585	2603,25	0

Tabelist 3.11 on näha, et rahalist kokkuhoidu antud hoone puhul saavutati, kuna protsendilises erinevuses, ei ole arvestatud maha geotehnilise uuringu maksumust, milleks oli 1210 eurot.

Tabelist 3.12 on toodud vundamendi ehituse maksumuse võrdlus arvestades uue uuringu vundamendi maksumusele juurde ka geotehnilise uuringu maksumus.

Tabel 3.12 Vundamentide maksumuse võrdlus kolme uuringu näitel

Uuringu nimetus	Vundamendi betooni maht	Ühikhind	Maksumus kokku	Protsendiline erinevus
	m ³	€/m ³	€	%
Tabivere katlamaja	6,10	585	3568,5	-6,42
Saadjärve kolhoosi ühepereelamud	6,90	585	4036,5	5,85
Same tee 3	4,45	585	3813,25	0

Viimasest tabelist avaldub, et rahaline kokkuhoidu ei saavutatud, aga samas tuleb arvestada sellega, et Same tee 3 vundamendid on arvatud täpselt. Tihti suurendatakse aga vundamente tagavara kasuks kui kasutatakse vanemate uuringute andmeid või võetakse kahte vanemat uuringut võrreldes halvemad parameetrid vundamentide dimensioneerimiseks. Kui praegu oleks dimensioneeritud vundamendid kahest uuringust lähtudes halvemate parameetritega oleks

rahaline kokkuhoid tagatud ning see oleks peaaegu 6 protsenti uue uuringu järgi vundamentide ehituslikust maksumusest.

4 HOONE NR 2 – VITAMIINI 8A

4.1 Geotehniliste tingimuste ülevaade kolme uuringu näitel

4.1.1 Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhalli (Ilmatsalu tn 3m)

geoloogiauuring

Geoloogilised uuringud viidi läbi Tartus Ilmatsalu tänaval. Välitööd toimusid 1985. aasta veebruaris. Tööde käigus puuriti 3 puurauku sügavusega 6 meetrit. Kokku võeti 12 rikutud struktuuriga pinnaseproovi ja 16 niiskuseproovi. Varem on uuritud ala naabruses teostatud ehitusgeoloogilisi uuringuid, mille andmeid on kasutatud ka selle uuringu tulemuste saamiseks. [19]

Uuritud ala jääb Tartu linna lääneossa ja maapinna absoluutkõrgused jäävad vahemikku 58,80–59,75 m. Uuringute käigus eraldati kokku 3 kihti. [19]

Pealmiseks kihiks on täitepinnasekiht (kiht 1), mille paksus on 0,5–2,6 meetrit. Täitepinnas koosneb mullast, moreenist, kruusast ja liivast. [19]

Ühes puuraugus kolmest esines täitepinnase kihi all mullakiht (kiht 2), mille paksus on 0,3 meetrit. [19]

Saviliivmoreen (kiht 3) asub täitepinnase või mulla all ja kiht asub absoluutkõrgustel 57,15–58,00 meetrit. Pinnas on poolkõva kuni voolavplastne, valdavalt kõvaplastne. Keskmise looduslik niiskus on 13,8% ja jämepurru sisaldus on 15–20%. [19]

Pinnasevesi esines välitööde ajal 1,40–2,80 meetri sügavusel maapinnast ehk absoluutkõrgusel 56,60–57,60 meetrit. [19]

4.1.2 Viilhalli (Vitamiini tn. 4) geoloogiauuring

Geoloogilised uuringud viidi läbi Tartus Vitamiini tänaval. Välitööd toimusid 1988. aasta mais. Tööde käigus puuriti 6 puurauku sügavusega 6 meetrit ja tehti 3 surusondi katsed, mille järgi on saadud uuringu pinnaste arvnäitajad. [20]

Uuritud ala asub Kagu-Eesti lavamaal ja maapinna absoluutkõrgused jäävad vahemikku 57,80–59,00 meetrit. Uuringu käigus eraldati kokku 4 kihti. [20]

Esimene kiht on täitepinnasekiht (kiht 1), mille paksus on 0,7–1,4 meetrit. Pinnas koosneb mullast, kruusast ja prahist. [20]

Muld (kiht 2) asub täitepinnase all ja kihi paksus on 0,15–0,30 meetrit. [20]

Tolmliiv (kiht 3) leiti ainult ühest puuraugust. Kihi paksus on 0,80 meetrit. Kiht on hallikas-kollakaspruun, keskmiselt tihe ja sisaldab kuni 10% orgaanikat. Kiht asub absoluutkõrgusel 56,80 meetrit. [20]

Saviliivmoreenikiht (kiht 4) asub mullakihi all ja lasub absoluutkõrguste 56,00–58,10 meetri vahel. Pinnas on värvuselt kollakaspruun ja konsistentsilt sitke- kuni pehmeplastne. Kiht sisaldab keskmiselt 15% jämeperdu. [20]

Pinnasevesi esines välitööde ajal 0,70–1,20 meetri sügavusel maapinnast ehk absoluutkõrgustel 56,60–57,7 meetri vahel. Kõrgperioodil võib pinnasevesi ajutiselt ulatuda 0,5 meetrini maapinnast. [20]

4.1.3 Laohoone Vitamiini tn 8A geoloogiauuring

Geoloogiauuringud viidi läbi Tartu linnas Vitamiini tn 8A kinnistul. Välitööd on teostatud 2016. aasta veebruaris-märtsis. Tööde käigus puuriti 5 puurauku, mille sügavus jäi 4,0–9,5 meetri vahele. Uuringualalt võeti 4 monoliitproovi ja 2 kotiproovi. Välikatsetest teostati uuringualal 3 elektrilise surupenetratsiooni katset ja 4 raske-löökpenetratsioonikatset. [21]

Uuritav piirkond asub Ugandi lavamaal. Maapinna absoluutkõrgused jäävad 58,40–60,20 meetri vahele. Uuringu käigus eraldati välja kokku 6 pinnasekihti. [21]

Asfalt (kiht 1) asus puuraukude 1, 3 ja 4 alal 0,05 meetrise kihina. [21]

Lubjakivi killustik (kiht 2) asus suurem osalt asfaldi all. Kihile on iseloomulikuks valkjashall toon. [21]

Täitepinnas (kiht 3) esines kõigi puuraukude alal. Kihi paksus uuringualal oli 0,95–2,40 meetri vahele. Kiht koosneb mullast, moreenist, liivast ja ehitusprahist. Puuraugu 5 alalt võis leida selles kihis ka betoonplokk, mille puhul võib tegu olla vana hoone põhjaga. [21]

Muld (kiht 4) lamab puuraukude 3 ja 4 alal. Kiht asub maapinnast 1,10–1,30 meetri sügavusel ehk absoluutkõrgustel 57,10–57,40 meetrit. Kihi paksus on 0,10 meetrit. [21]

Möllikas peenliiv (kiht 5) esineb ainult puuraugu nr 2 alal. Kiht lasus maapinnast 2,6 meetri sügavusel absoluutkõrgusel 57,60 meetrit. Pinnasele on iseloomulik kollakaspruun või punakaspruun värvus. Kihi paksus on 0,50 meetrit ja pinnas on kohev. [21]

Mölline peenliiv kuni savine peenliiv (kiht 6) asub maapinnast 1,30–2,10 meetri sügavusel absoluutkõrgustel 56,60–58,00 meetrit. Peenliiv on punakas- või kollakaspruuni värvi, konsistentsilt sitke kuni poolköva. [21]

Mölline peenliiv kuni savine peenliiv (kiht 6A) esineb kiht 6 alakihina. Konsistentsilt on pinnas voolav ja värvus punakas- või kollakaspruun. Kihi paksus on uuringualal 0,40–1,05 meetrit ja see asub absoluutkõrgustel 55,40–56,40 meetrit. [21]

Välitööde ajal oli pinnasevesi maapinnast 0,80–2,30 meetri sügavusel ehk absoluutkõrgustel 57,55–58,10 meetrit. Tegemist oli üle keskmise veetasemega, mis võib suveperioodil alaneda kuni 1,5 meetrit. [21]

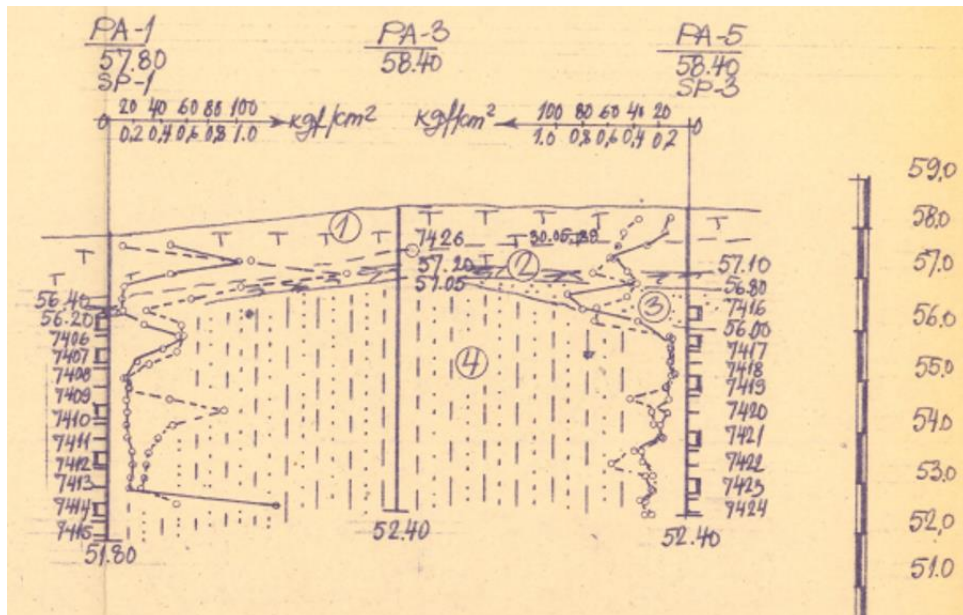
4.1.4 Geoloogiliste tulpade analüüs kolme uuringu näitel

1985. aastal teostatud uuringus on geoloogiliste tulpade võrdluses käsitletud puurauku 1 (PA-1). Kõrgepingevõrkude kaarhalli rajamiseks tehtud geoloogiauuringu puuraukudest valiti uuele uuringualale (Vitamiini 8a) kõige lähedamal asuv puurauk. [19]

KAEVANDI NR.	PA-1		Suudme abs.-kõrgus	58.80	Pinnasevee taseme sügavus/absoluutkõrgus	2.20 / 56.60	Veepind mõõdetud (kuupäev)	27.02.85.
GEOL. INDEKS	Sügavus	Abs.-kõrg.	Paksus	GEOLOOGILINE LÕIGE	Proovi sügavus	KIHI KIRJELDUS		
IV	0.50	58.30	0.50	T T T		TÄITEPINNAS: MULD, MOREEN, LIIV		
	0.80	58.00	0.30			MULD		
					1,40	SAVILIIVMOREEN: PUNAKASPRUUN, POOLKÕVA KUNI SITKEPLASTNE, SIS. JÄMEPURDU ~ 15%		
					2,40			
					3,40			
					5,55			
	6.00	52.80	5.20					

Joonis 4.1 Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhalli uuringu geoloogiline tulp [19]

1988. aastal teostatud uuringul ei ole tulemustes välja toodud geoloogilist tulpa. Võrdluseks on kasutatud geoloogilist lõiget. Lõikel on võrdluseks kasutatud puurauku 1 (PA-1), mida on hiljem kasutatud vajumite arvutamisel. Joonise 4.2 kiht 1 on täitepinnas, kiht 2 on muld ja kiht 4 on saviliivmoreen. Pinnasevesi asub puuaugus 1 absoluutkõrgusel 56,60 meetrit. Viilhalli uuringu puuraukudest on tulpade võrdluses kasutatud uuele uuringualale (Vitamiini 8a) kõige lähemal asuvat puurauku. [20]



Joonis 4.2 Viilhalli uuringu geoloogiline lõige [20]

2016. aasta uuringust on tulpade võrdlemiseks kasutatud puurauku 4 (PA-4). Vitamiini 8a geoloogiliseks tלבאks valiti kõige iseloomulikum tulp. Geoloogilise tulba pinnasekihtide paksusi ja absoluutkõrgusi on kasutatud vajumite arvutamiseks. [21]

Kaevandi tähis ja nr	PA-4	Suudme abs. kõrgus	58.40	Puuritud (kuup.) Seade	13.02.2016 AVB-2M	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	0.80/57.60	Veepind mõõdetud (kuup.)	13.02.2016
X=6474172					Y=657527				
	Geo. in-deks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Paksus m	Geoloogiline löige	Niiskus (wn %)	Pinnase kirjeldus		
	tIV	0.05	58.35	0.05	① +		Asfalt		
	tIV	1.30	57.10	1.10	② +		Tubjakivi killudstik		
	qIV	1.40	57.00	0.10	③ +		Täitepinnas: mullasegune kruusliiv, ehitusprahiga.		
1					+				
					+				
					+				
					+				
					+				
					+				
					+				
2	gIII	2.70	55.70	0.90	④ +	15.71	Muld: liivane		
						15.11	Savine peenliiv (moreen): punakaspruun, sitke, sisaldab jämepurdu 2...10% ning kollakaspruuni või punakaspruuni värvi peenliiva vahekihte.		
						15.05			
						12.68			
						17.71			
						16.88			
						18.41			
3	gIII	3.20	55.20	0.50	⑤A +	23.81	Savine peenliiv (moreen): punakaspruun, voolav, sisaldab jämepurdu 2...10%.		
						19.88			
						17.71			
	gIII	4.00	54.40	0.80	⑥ +	14.30	Savine peenliiv (moreen): punakaspruun, sitke, sisaldab jämepurdu 2...10%.		

Joonis 4.3 Vitamiini tn 8A uuringu geoloogiline tulp [21]

Kolmest uuringust on näha, et kandev savine peenliiv saab 1985. aasta uuringus alguse absoluutkõrgusel 58,00 meetrit, 1988. aasta uuringus alguse absoluutkõrgusel 56,20 meetrit ja 2016. aasta uuringus alguse absoluutkõrgusel 57,00. Samuti on 2016. aastal teostatud uuringus näha, et sitke savise peenliiva all lamab poole meetri paksune voolav kiht, mis on nõrgem. Sellist kihti ei avaldunud, aga üheski vanemast uuringust.

4.1.5 Pinnaste normatiivsete näitajate võrdlus

Vanemates uuringutes on pinnaskihi nimetuse määramiseks kasutatud NSV Liidu standardil (GOST) põhinevat juhendit „Ajutised juhised ehitusgeoloogilisteks uurimisteks Eesti NSV-s“. Uue standardi järgi määratud pinnase nimetuseks on väheplastne sitke savine peenliiv. (Lisa 7, tabel L7.1) [4]

Tabelis 4.1, 4.2, 4.3 ja 4.4 on esitatud savise peenliiva tunnus- ja mehaaniliste omaduste normatiivsed näitajad kolme uuringu näitel. Teine tulp tabelites on uuringu teostamisaasta, et anda parem ülevaade näitajate muutuse kohta ajas. Igas tabelis on märkuste tulbas välja toodud katsed, mida on kasutatud uuringutulemuste saamiseks. Samuti on selles tulbas näha, kas tulemuste saamiseks on kasutatud lähedal asuvaid vanemaid uuringuid.

Tabelites toodud näitajad saavad määravaks vundamendi ja vajumite arvutusel. Tabelist 4.1 on näha, et mahukaalud kõigi uuringute järgi suhteliselt sarnased; see on tingitud sellest, et mahukaal on leitud kõigi uuringute puhul laboris.

Tabel 4.1 Kandva pinnasekihi mahukaalu (γ) võrdlus [19] [20] [21]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Mahukaal (kN/m^3)	Märkused
Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhall	1985	22	Labor
Viihall	1988	21	Labor
Vitamiini 8a	2016	20,5	Labor

Sisehõrdenurga ja nidusus on võrdlustabelis 4.2 ja 4.3 esitatud katsetest kõige täpsemini leitavad nihketeimi kaudu. Vitamiini 8a uuringuga on saadud kõige parem sisehõrdenurga tulemus, mis on leitud nihketeimi kaudu. Vanemates uuringutes on tulemus saadud empiiriliste seoste ja välikatsete järgi, mis ei anna kõige täpsemat sisehõrdenurga tulemust.

Tabel 4.2 Kandva pinnasekihi sisehõrdenurga (φ) võrdlus. [19] [20] [21]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Sisehõrdenurk ($^\circ$)	Märkused
Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhall	1985	30	Empiirilised seosed, lähedal asuvad vanad uuringud
Viihall	1988	18	Surusondi katse
Vitamiini 8a	2016	33	Labor, nihketeim

Tabel 4.3 Kandva pinnasekihi nidususe (c') võrdlus. [19] [20] [21]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Nidusus (kPa)	Märkused
Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhall	1985	10	Empiirilised seosed, lähedal asuvad vanad uuringud
Viihall	1988	10	Surusondi katse
Vitamiini 8a	2016	10	Labor, nihketeim

Deformatsioonimoodul on tabelis 4.4 esitatud katsetest kõige täpsemini leitav kompressiooniteimi kaudu. Empiirilised seosed, välikatsed ja lähedal asuvad uuringud annavad ebatäpsemad tulemused.

Tabel 4.4 Kandva pinnasekihi deformatsioonimooduli (E') võrdlus. [19] [20] [21]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Deformatsioonimoodul (MPa)	Märkused
Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhall	1985	10	Empiirilised seosed, lähedal asuvad vanad uuringud
Viihall	1988	9	Labor, kompressiooniteim
Vitamiini 8a	2016	10,3	Empiirilised seosed, löökpenetratsiooni katse

4.2 Madalvundamendi arvutus

Paremaks pinnase võrdlemiseks kasutatakse Vitamiini 8a hoone vundamentide leidmiseks kõigi kolme uuringu pinnaseparameetreid.

Vitamiini 8a hoone 0,00 pind asub absoluutkõrgusel 59,50 meetrit. Vundeerimissügavus on põrandast 2,5 meetrit ehk absoluutne kõrgusmärk on talla alumises pinnas 57,00 meetrit. Vundeerimissügavus on võetud uue geoloogiauuringu tulemuste järgi ja sama rajamissügavust rakendatakse vundamendiarvutustes kõigi kolme geoloogiauuringute näitajate järgi. Vundamendi rajamissügavusel asub savine peenliiva kiht, mis on esimene kandev kiht. Vajumite arvutused teostatakse telgede B ja 1 koormusele, sest seal on maksimaalne koormus. Ülejäänud koormused on toodud tabelis L10.1, lisas 10. [22]

4.2.1 Vundamendiarvutus Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhalli uuringu pinnasenäitajatega

Lähteandmed arvutamiseks [19]:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva mahukaal, aga kuna kiht on täielikult veega küllastunud, siis arvutustes on kasutatud $\gamma' = 22 - 9,81 = 12,19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 30^\circ$ ja nidusus $c' = 10 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariant 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Talla süvis maapinnast $d = 2,5 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$

Vundamendid dimensioneeriti sarnaselt peatükile 3.2.1. Koormused, mida kasutati vundamendi suuruse arvutamiseks, on toodud tabelis L10.1, lisas 10. Esimene tulp näitab vundamendi asukohta telgede suhtes ja viimane tulp näitab betoonikulu vundamendi ehituseks.

Tabel 4.5 Vundamentide arvatatud suurused Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhalli uuringu tulemuste järgi

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
A/1	0,30	0,30	0,20	0,018
A/2	0,30	0,30	0,20	0,018
A/3	0,30	0,30	0,20	0,018
A/4	0,30	0,30	0,20	0,018
A/5	0,30	0,30	0,20	0,018
A/7	0,30	0,30	0,20	0,018
A/8	0,30	0,30	0,20	0,018
B/1	0,50	0,50	0,20	0,05
B/6	0,45	0,45	0,20	0,0405
B/8	0,30	0,30	0,20	0,018
C/1	0,35	0,35	0,20	0,0245
C/2	0,30	0,30	0,20	0,018
C/3	0,30	0,30	0,20	0,018
C/4	0,30	0,30	0,20	0,018
C/5	0,30	0,30	0,20	0,018
C/7	0,30	0,30	0,20	0,018
C/8	0,30	0,30	0,20	0,018
D/1	0,45	0,45	0,20	0,0405
D/6	0,45	0,45	0,20	0,0405
D/8	0,35	0,35	0,20	0,0245
E/1	0,30	0,30	0,20	0,018
E/2	0,30	0,30	0,20	0,018
E/3	0,30	0,30	0,20	0,018
E/4	0,30	0,30	0,20	0,018
E/5	0,30	0,30	0,20	0,018
E/7	0,30	0,30	0,20	0,018
E/8	0,30	0,30	0,20	0,018
F/1	0,45	0,45	0,20	0,0405
F/6	0,45	0,45	0,20	0,0405
F/8	0,35	0,35	0,20	0,0245
G/1	0,30	0,30	0,20	0,018
G/2	0,30	0,30	0,20	0,018
G/3	0,30	0,30	0,20	0,018
G/4	0,30	0,30	0,20	0,018
G/5	0,30	0,30	0,20	0,018
G/7	0,30	0,30	0,20	0,018
G/8	0,30	0,30	0,20	0,018
H/1	0,45	0,45	0,20	0,0405
H/6	0,45	0,45	0,20	0,0405

Tabel 4.5 järg

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
H/8	0,35	0,35	0,20	0,0245
I/1	0,35	0,35	0,20	0,0245
I/2	0,30	0,30	0,20	0,018
I/3	0,30	0,30	0,20	0,018
I/4	0,30	0,30	0,20	0,018
I/5	0,30	0,30	0,20	0,018
I/7	0,30	0,30	0,20	0,018
I/8	0,30	0,30	0,20	0,018
J/1	0,50	0,50	0,20	0,05
J/6	0,45	0,45	0,20	0,0405
J/8	0,30	0,30	0,20	0,018
K/1	0,30	0,30	0,20	0,018
K/2	0,30	0,30	0,20	0,018
K/3	0,30	0,30	0,20	0,018
K/4	0,30	0,30	0,20	0,018
K/5	0,30	0,30	0,20	0,018
K/7	0,30	0,30	0,20	0,018
K/8	0,30	0,30	0,20	0,018
Kokku:				1,3025

Vajumi arvutusel on kasutatud deformatsioonimoodulit. Käesolevas uuringus on deformatsioonimoodul leitud empiiriliste seoste abil ja järeldused on tehtud, kasutades vanemaid lähedal asuvaid uuringuid. Sellest tingituna võib deformatsioonimoodul olla ebatäpne. Vajumi arvutus on lahendatud sarnaselt peatükile 3.2.1.

Lähteandmed arvutamiseks [19]:

- Savise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 10 \text{ MPa}$

Tabel 4.6 vajumiarvutus Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhalli uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
2,5				718,90	47,5	9,5	
0,125	0,125	0,5	0,9299	668,51	50,25	10,05	0,0087
0,125	0,250	1	0,7009	503,88	53,00	10,60	0,0073
0,15	0,400	1,6	0,4492	322,93	56,30	11,26	0,0062
0,125	0,525	2,1	0,3145	226,09	57,82	11,56	0,0034
0,25	0,775	3,1	0,1696	121,93	60,87	12,17	0,0044
0,25	1,025	4,1	0,1039	74,69	63,92	12,78	0,0025

Tabel 4.6 jätk

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
0,25	1,275	5,10	0,0693	49,82	66,97	13,39	0,0016
0,25	1,525	6,10	0,0493	35,44	70,01	14,00	0,0011
0,5	2,025	8,10	0,0285	20,49	76,11	15,22	0,0014
0,5	2,525	10,10	0,0185	13,30	82,20	16,44	0,0008
						Kokku:	0,0373

Tabelist 4.6 on näha, et hoone vajum on 37,3 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumised jäävad lubatud piiresse ja määravaks saab kandevõime, mis on tagatud.

4.2.2 Vundamendiarvutus Viilhali uuringu pinnaseparameetritega

Lähteandmed arvutamiseks [20]:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva mahukaal, aga kuna kiht on täielikult veega küllastunud, siis arvutustes on kasutatud $\gamma' = 21 - 9,81 = 11,19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 18^\circ$ ja nidusus $c' = 10 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariant 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Talla süvis maapinnast $d = 2,5 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$

Vundamendid arvutati sarnaselt peatükile 3.2.1. Koormused, mida kasutati vundamentide dimensioneerimisel, on toodud tabelis L10.1, lisa 10.

Tabel 4.7 Viilhali uuringu tulemuste järgi vundamentide arvutatud suurused

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m^3
A/1	0,55	0,55	0,20	0,0605
A/2	0,55	0,55	0,20	0,0605
A/3	0,55	0,55	0,20	0,0605
A/4	0,55	0,55	0,20	0,0605
A/5	0,55	0,55	0,20	0,0605

Tabel 4.7 jätk

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
A/7	0,55	0,55	0,20	0,0605
A/8	0,55	0,55	0,20	0,0605
B/1	0,95	0,95	0,20	0,1805
B/6	0,90	0,90	0,20	0,162
B/8	0,60	0,60	0,20	0,072
C/1	0,65	0,65	0,20	0,0845
C/2	0,55	0,55	0,20	0,0605
C/3	0,55	0,55	0,20	0,0605
C/4	0,55	0,55	0,20	0,0605
C/5	0,55	0,55	0,20	0,0605
C/7	0,55	0,55	0,20	0,0605
C/8	0,55	0,55	0,20	0,0605
D/1	0,90	0,90	0,20	0,162
D/6	0,90	0,90	0,20	0,162
D/8	0,65	0,65	0,20	0,0845
E/1	0,60	0,60	0,20	0,072
E/2	0,55	0,55	0,20	0,0605
E/3	0,55	0,55	0,20	0,0605
E/4	0,55	0,55	0,20	0,0605
E/5	0,55	0,55	0,20	0,0605
E/7	0,55	0,55	0,20	0,0605
E/8	0,55	0,55	0,20	0,0605
F/1	0,90	0,90	0,20	0,162
F/6	0,90	0,90	0,20	0,162
F/8	0,65	0,65	0,20	0,0845
G/1	0,60	0,60	0,20	0,072
G/2	0,55	0,55	0,20	0,0605
G/3	0,55	0,55	0,20	0,0605
G/4	0,55	0,55	0,20	0,0605
G/5	0,55	0,55	0,20	0,0605
G/7	0,55	0,55	0,20	0,0605
G/8	0,55	0,55	0,20	0,0605
H/1	0,90	0,90	0,20	0,162
H/6	0,90	0,90	0,20	0,162
H/8	0,65	0,65	0,20	0,0845
I/1	0,65	0,65	0,20	0,0845
I/2	0,55	0,55	0,20	0,0605
I/3	0,55	0,55	0,20	0,0605
I/4	0,55	0,55	0,20	0,0605
I/5	0,55	0,55	0,20	0,0605
I/7	0,55	0,55	0,20	0,0605
I/8	0,55	0,55	0,20	0,0605
J/1	0,95	0,95	0,20	0,1805

Tabel 4.7 jätk

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
J/6	0,90	0,90	0,20	0,162
J/8	0,60	0,60	0,20	0,072
K/1	0,55	0,55	0,20	0,0605
K/2	0,55	0,55	0,20	0,0605
K/3	0,55	0,55	0,20	0,0605
K/4	0,55	0,55	0,20	0,0605
K/5	0,55	0,55	0,20	0,0605
K/7	0,55	0,55	0,20	0,0605
K/8	0,55	0,55	0,20	0,0605
			Kokku:	4,6665

Vajumi arvutusel on kasutatud deformatsioonimoodulit. Käesolevas uuringus on deformatsioonimoodul leitud kompressiooniteimiga, mis on deformatsioonimooduli leidmiseks usaldusväärne katse. Vajumi leidmise lahenduskaik on sooritatud sarnaselt peatükile 3.2.1.

Lähteandmed arvutamiseks [20]:

- Savise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 9 \text{ MPa}$

Tabel 4.8 Vajumiarvutus Viilhalli uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
0,2375	0,2375	0,500	0,9299	190,60	50,16	10,032	0,0052
0,2375	0,475	1,000	0,7009	143,66	52,82	10,563	0,0044
0,2375	0,713	1,500	0,4842	99,24	55,47	11,095	0,0032
0,2375	0,950	2,000	0,3361	68,89	58,13	11,626	0,0022
0,475	1,425	3,000	0,1789	36,67	63,45	12,689	0,0028
0,475	1,900	4,000	0,1081	22,16	68,76	13,752	0,0016
0,475	2,375	5,000	0,0716	14,68	74,08	14,815	0,0010
						Kokku:	0,0204

Tabelist 4.8 on näha, et hoone vajum on 20,4 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumised jäävad lubatud piiresse ja vundamendi suuruse valikul saab määravaks kandevõime, mis on tagatud.

4.2.3 Vundamendi arvutus Vitamiini tn 8a uuringu pinnaseparameetritega

Lähteandmed arvutamiseks [4] [21]:

- Vundament telgedel B ja 1
- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva mahukaal, aga kuna kiht on täielikult veega küllastunud, siis arvutustes on kasutatud $\gamma' = 20,5 - 9,81 = 10,69 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 33^\circ$ ja nidusus $c' = 10 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariant 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Talla süvis maapinnast $d = 2,5 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Voolava savise peenliiva mahukaal $\gamma'_1 = 20 - 9,81 = 10,19 \text{ kN/m}^3$
- Voolava savise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi_1 = 28^\circ$ ja nidusus $c_1 = 10 \text{ kPa}$
- Savise peenliiva kihi paksus $h = 0,9 \text{ m}$
- Lõiketegur $K_S = 2,10$

Koormused, mida kasutati vundamentide dimensioneerimisel, on toodud tabelis L10.1 lisas 10. Vundamendi dimensioneerimise näide on toodud lisa 11 arvestades, et kandva kihi all asub 0,5 meetri paksune nõrk kiht.

Kandevõime on tagatud, sest $V_d = 245,10 \text{ kN} \leq R_d = 303,63 \text{ kN}$

Tabel 4.9 Vitamiini tn 8a uuringu tulemuste järgi vundamentide arvutatud suurused

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
A/1	0,25	0,25	0,20	0,0125
A/2	0,25	0,25	0,20	0,0125
A/3	0,25	0,25	0,20	0,0125
A/4	0,25	0,25	0,20	0,0125
A/5	0,25	0,25	0,20	0,0125
A/7	0,25	0,25	0,20	0,0125
A/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
B/1	0,45	0,45	0,20	0,0405

Tabel 4.9 jätk

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
B/6	0,40	0,40	0,20	0,032
B/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
C/1	0,30	0,30	0,20	0,018
C/2	0,25	0,25	0,20	0,0125
C/3	0,25	0,25	0,20	0,0125
C/4	0,25	0,25	0,20	0,0125
C/5	0,25	0,25	0,20	0,0125
C/7	0,25	0,25	0,20	0,0125
C/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
D/1	0,40	0,40	0,20	0,032
D/6	0,40	0,40	0,20	0,032
D/8	0,30	0,30	0,20	0,018
E/1	0,25	0,25	0,20	0,0125
E/2	0,25	0,25	0,20	0,0125
E/3	0,25	0,25	0,20	0,0125
E/4	0,25	0,25	0,20	0,0125
E/5	0,25	0,25	0,20	0,0125
E/7	0,25	0,25	0,20	0,0125
E/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
F/1	0,40	0,40	0,20	0,032
F/6	0,40	0,40	0,20	0,032
F/8	0,30	0,30	0,20	0,018
G/1	0,25	0,25	0,20	0,0125
G/2	0,25	0,25	0,20	0,0125
G/3	0,25	0,25	0,20	0,0125
G/4	0,25	0,25	0,20	0,0125
G/5	0,25	0,25	0,20	0,0125
G/7	0,25	0,25	0,20	0,0125
G/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
H/1	0,40	0,40	0,20	0,032
H/6	0,40	0,40	0,20	0,032
H/8	0,30	0,30	0,20	0,018
I/1	0,30	0,30	0,20	0,018
I/2	0,25	0,25	0,20	0,0125
I/3	0,25	0,25	0,20	0,0125
I/4	0,25	0,25	0,20	0,0125
I/5	0,25	0,25	0,20	0,0125
I/7	0,25	0,25	0,20	0,0125
I/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
J/1	0,45	0,45	0,20	0,0405
J/6	0,40	0,40	0,20	0,032
J/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
K/1	0,25	0,25	0,20	0,0125

Tabel 4.9 jätk

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
K/2	0,25	0,25	0,20	0,0125
K/3	0,25	0,25	0,20	0,0125
K/4	0,25	0,25	0,20	0,0125
K/5	0,25	0,25	0,20	0,0125
K/7	0,25	0,25	0,20	0,0125
K/8	0,25	0,25	0,20	0,0125
			Kokku:	0,952

Käesolevas uuringus on deformatsioonimoodul leitud empiiriliste seoste abil ja väliskatsega. Sellest tingituna võib deformatsioonimoodul olla ebatäpne. Lisaks on vajumiste arvutamisel arvestatud, et kandva savise peenliiva kihi all asub 0,5 meetrit paks nõrgem kiht.

Vajumi arvutus on sooritatud sarnaselt peatükile 3.2.1.

Lähteandmed arvutamiseks [21]:

- Savise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 10,3$ MPa
- Voolava savise peenliiva deformatsioonimoodul $E_1 = 4,3$ MPa

Tabel 4.10 Vajumiarvutus Vitamiini tn 8a uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
0,1125	0,1125	0,500	0,9299	823,41	48,70	9,741	0,0093
0,1125	0,225	1,000	0,7009	620,64	49,91	9,981	0,0079
0,1125	0,338	1,500	0,4842	428,75	51,11	10,222	0,0057
0,1125	0,450	2,000	0,3361	297,61	52,31	10,462	0,0040
0,225	0,675	3,000	0,1789	158,41	54,72	10,943	0,0050
0,225	0,900	4,000	0,1081	95,72	57,12	11,424	0,0028
0,225	1,125	5,000	0,0716	63,40	59,41	11,883	0,0042
0,275	1,400	6,222	0,0475	42,06	62,22	12,443	0,0034
0,45	1,850	8,222	0,0277	24,53	67,03	13,405	0,0015
0,45	2,300	10,222	0,0181	16,03	71,84	14,367	0,0009
0,45	2,750	12,222	0,0127	11,25	76,65	15,330	0,0006
						Kokku:	0,0451

Tabelist 4.10 on näha, et hoone vajum on 45,1 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajum jääb lubatud piiresse ja vundamendi suuruse valikul saab määravaks kandevõime, mis on tagatud.

4.3 Vitamiini 8a tulemused ja järeldused

Geotehniliste uuringu tulpadest avaldus uue uuringuga esimese kandva kihi vahel 0,5 meetri paksune nõrgem kiht ja vundamendi dimensioneerimisel arvestati kandevõime ja vajumi määramisel nõrga kihi olemasolu. Üheski vanemast uuringust, aga ei avaldunud nõrga kihi olemasolu kohta informatsiooni, mille tagajärjel oleks hoone vajumid olnud arvutuslikust vajumist suuremad.

Tabelist 4.2 avaldus, et Viilhalli geotehnilise uuringul on sisehõrdenurk leitud välikatsete kaudu ja uue uuringuga on sisehõrdenurk leitud laboriteimi teostamisega. Nende erinevust on 17° ja kuigi teistel objektidel on korrelatsioonidega leitud tihti laboriteimidega sarnasem tulemus, siis alati ei pruugi see nii olla.

Vundamentide dimensioneerimisel leitud vundamendid, mida kasutatakse ka rahalises võrdluses, on teoreetilised ja posti kinnitamiseks vundamendile on vaja ankrupolte, mis muudab konstruktiivsetest nõuetest lähtuvalt ka taldmikud suuremaks.

Tabelis 4.11 on toodud välja rahaline maksumus, mis on vundamentide ehitusele kulunud. Teine veerg on betoonimaht, mis kulub Vitamiini 8a hoone vundamentide ehitusele erinevate uuringute järgi. Betoonimahud on võetud tabelitest 4.5, 4.7 ja 4.9. Viimane veerg näitab protsendilist erinevust uue geotehnilise uuringuga leitud vundamentide ehituse maksumuse ja vanade uuringute järgi dimensioneeritud vundamentide ehituse maksumuse vahel.

Protsendi leidmisel Viilhalli ja Vitamiini 8a võrdluseks on kasutatud tehet:

$$(3245,65 - 660,25) / 660,25 * 100\% = 391,60\%$$

Tabel 4.11 Vundamendi maksumus kolme uuringu näitel

Uuringu nimetus	Vundamendi betooni maht	Ühikhind	Maksumus kokku	Protsendiline erinevus
	m ³	€/m ³	€	%
Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhall	1,30	695	903,5	36,84
Viilhall	4,67	695	3245,65	391,58
Vitamiini 8a	0,95	695	660,25	0

Tabelis 4.11 protsendiline erinevus annab parema võrdlusmomendi taldmiku maksumuse erinevusel. Summaline kokkuhoid ei olegi antud hoone puhul kuigi suur, sest vundamentidele mõjuvad koormused ja hoone kandekonstruktsiooni silded olid väiksed kuid protsentide järgi on

näha, et 17° sisehõrdenurga erinevus suurendab vundamentide ehitusele kuluvat betooni mahtu 4 korda.

Tabelist 4.11 on näha, et rahaline kokkuhoidu antud hoone vundamendi ehitusel erinevate uuringute järel saavutati, kuna protsendilises erinevuses, ei ole arvestatud maha geotehnilise uuringu maksumust, milleks oli 2400 eurot.

Tabelist 4.12 on toodud vundamendi ehituse maksumuse võrdlus arvestades uue uuringu vundamendi maksumusele juurde ka geotehnilise uuringu maksumus.

Tabel 4.12 Vundamentide maksumuse võrdlus kolme uuringu näitel

Uuringu nimetus	Vundamendi betooni maht	Ühikhind	Maksumus kokku	Protsendiline erinevus
	m ³	€/m ³	€	%
Tartu Lõuna kõrgepingevõrkude kaarhall	1,30	695	903,5	-70,48
Viilhall	4,67	695	3245,65	6,06
Vitamiini 8a	0,95	695	3060,25	0

Viimasest tabelist avaldub, et rahaline kokkuhoidu saavutati Viilhalli ja Vitamiini 8a vundamentide ehitus maksumuse vahel.

5 HOONE NR.3- KANARBIKU 6

5.1 Geotehniliste tingimuste ülevaade kolme uuringu näitel

5.1.1 Tartu Eriinternaatkooli (Ringtee 1A) geoloogiauuring

Geoloogiauuringud viidi läbi Tartumaal Tartu linnas. Välitööd toimusid 1986. aasta novembris. Geoloogiliste välitööde käigus puuriti 36 puurauku sügavusega 2,30–6,85 meetrit. Puuraukudest võeti 18 rikkumata ja 33 rikutud struktuuriga pinnaseproovi ning 102 niiskusproovi. Välikatsetest teostati 13 surupenetreerimist seadmega PIKA-9. Lisaks uuringutele on aruande koostamisel kasutatud ka uuringuala läheduses varem tehtud ehitusgeoloogilisi uuringuid. [23]

Uuritav ala jääb Emajõe ürgoru alale, kus absoluutkõrgused jäävad 54,90–57,95 meetri vahemiku. Uuringute käigus eraldati kokku 8 pinnaskihti. [23]

Täitepinnas (kiht 1) on üks pindmistest kihtidest, mis asub ainult majade ja sõiduteede ümbruses. Kihi paksus on 0,40–0,50 meetrit ja täitepinnas koosneb valdavalt mullast, liivast ja kruusast. [23]

Muld (kiht 2) on teine pindmine kiht, mis on katab suurem osalt uuritud maa-ala. Kihi paksus on 0,30–0,60 meetrit; see on kohati liivasegune ja sisaldab taimejuuri. [23]

Kahe pindmise kihi all puuraukude 3 ja 5 ümbruses asub tolmliiiva (kiht 3) kiht. Kihi paksus on 0,30–0,40 meetrit. Liiv on valdavalt kesktihe ja niiske. [23]

Saviliiva (kiht 4) asub uuringualal ebaregulaarselt ja õhukese kihina. Kihi paksus on 0,20–0,50 meetrit ja konsistentsilt on pinnas sitkeplastne. [23]

Saviliivmoreen (kiht 5) moodustab pinnakatte põhilise osa ning see lasub 0,30–0,90 meetri sügavusel. Kihil puhul on tegemist raskesaviliivaga, mille konsistents muutub voolavplastsest kõvoplastseni. Pinnas sisaldab jämepurdu 5–10%, kohati isegi kuni 15%. Kihi paksus on uuringualal väga muutlik ja kõigub 0,60–5,95 meetri vahel. [23]

Aluspõhja keskdevoni moodustavad uuringualal kolm kihti. Tolmliiiv (kiht 6) on tihe, veeküllastunud ja liivakivi tükke sisaldav. Savi (kiht 7) on kõva ja liivakivi (kiht 8) nõrgalt tsementeerunud. [23]

Pinnasevesi esines välitööde ajal 0,90–2,45 meetri sügavusel maapinnast ehk absoluutkõrgustel 53,50–56,05 meetrit. Lumesulamise ja sadude perioodidel võib pinnasevesi tõusta 0,50–0,60 meetrit kõrgemale välitööde aegsest olukorrast. [23]

5.1.2 Võru tn 254-256 geoloogiauring

Geoloogiauringud viidi läbi Tartu linnas Võru tn 254 ja 256 kinnistutel. Välitööd toimusid 2006. aasta aprillis. Geoloogiliste välitööde käigus puuriti tigupuurimise meetodil 3 puurauku sügavusega kuni 5,0 meetrit. Lisaks teostati 2 löökpenetratsioonikatset. Pinnaste omaduste määramisel on hinnatud penetratsioonikatsete ja naabruses tehtud väli- ja laborianalüüside tulemusi. [24]

Uuritud ala asub Emajõe ürgoru alal, kus maapinna absoluutkõrgused jäävad vahemiku 56–57 meetrit. Uuringu käigus eraldati kokku 4 pinnasekihti. [24]

Muld (kiht 1) on pindmine kiht, mis on kohev. Mullakihi paksus on 0,50–0,60 meetrit. [24]

Mölline peenliiv (kiht 2) on pruuni värvi ja kesktihe. Kihi paksus on 0,30–0,50 meetrit. [24]

Savimöllmoreen (kiht 3) on pruuni värvusega ja puurimise andmetel pehme konsistentsiga. Kihi paksus on 0,30–3,40 meetrit. Jämepurru sisaldus jääb vahemikku 5–15%, selle sisaldus kasvab sügavuse suunas. Löökpeneratsioon katse tulemused ülehindavad kihi tugevust, sest katse käigus sattus sondiotsiku alla kivi. [24]

Aluspõhjaline liiv (kiht 4) on tihe, punakaspruuni tooni ja vilgurikas. Kiht lamab absoluutkõrgustel 52,60–55,90 meetrit. Kihti läbindati puurimisega 0,70–2,0 meetri ulatuses. [24]

Pinnasevesi esines välitööde ajal 2,90 meetri sügavusel maapinnast ehk absoluutkõrgustel 54,0 meetrit. Lumesulamise ja sadude perioodidel võib pinnasevesi tõusta 1,20 meetrit kõrgemale välitööde aegsest olukorrast. [24]

5.1.3 Kanarbiku tänav 6 geoloogia uuring

Geoloogia uuring on teostatud Tartu maakonnas Kanarbiku tänav 6 alal. Välitööd toimusid 2015. aasta detsembris. Geoloogilise uuringu käigus puuriti 3 puurauku sügavusega 4,0–5,0 meetrit.

Puuraukudest võeti 4 väheselt rikitud struktuuriga pinnaseproovi ja 8 niiskusproovi. Lisaks teostati 2 raske-löökpenetratsiooni katsed sügavusega 8,0 meetrit. [25]

Uuritav piirkond asub Ugandi lavamaal. Maapinna absoluutkõrgused jäid vahemikku 53,64–54,40 meetrit. Uuringu käigus eraldati välja kokku 4 pinnasekihti. [25]

Muld (kiht 1) esines kogu uuringualal pindmise kihina. Kihi paksus oli 0,30–0,40 meetrit. [25]

Peenliiv (kiht 2) esines puuraukude 2 ja 3 alal. Kihi paksus oli 1,10–1,30 meetrit. Pinnasekiht oli kollakaspruuni või punakaspruuni värvusega, kohev kuni kesktihe ja kohati esines ka savimõlli vahekihte. [25]

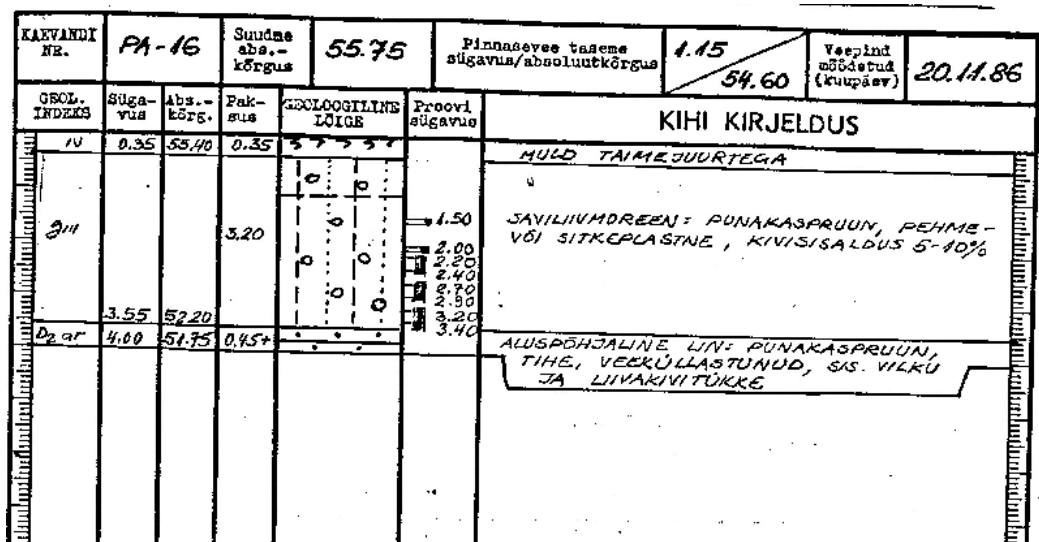
Kerge saviliiv (kiht 3) esines kõikidel uuringualadel ja maapinnast 0,40–1,60 meetri sügavusel, absoluutkõrgustel 52,04–54,00 meetrit. Kiht on väheplastne, punakaspruuni värvi, sisaldab peenliiva ja möllsavi vahekihte. Saviliiv on konsistentsilt pehme kuni sitke ja sisaldab jämepurdu 4–25%. Kiht läbiti puuraugu 1 alal, kus kihi paksus oli 3,30 meetrit. Teiste puuraukude alal kihti täies ulatuses ei läbitud. [25]

Peenliiva (kiht 4) kihini jõuti ainult puuraugu 1 alal. Kiht algab 3,70 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 50,70 meetrit. Peenliiv on punakaspruuni värvi ja kesktihe kuni väga tihe. [25]

Pinnasevesi jäi välitööde ajal maapinnast 1,50–3,30 meetri sügavusele, absoluutkõrgusele 51,10–52,14 meetrit. Uuringu ajal oli tegemist alla keskmise veetasemega ja lumesula või vihmasadude korral võib pinnasevee tase tõusta 0,50 meetri ulatuses. [25]

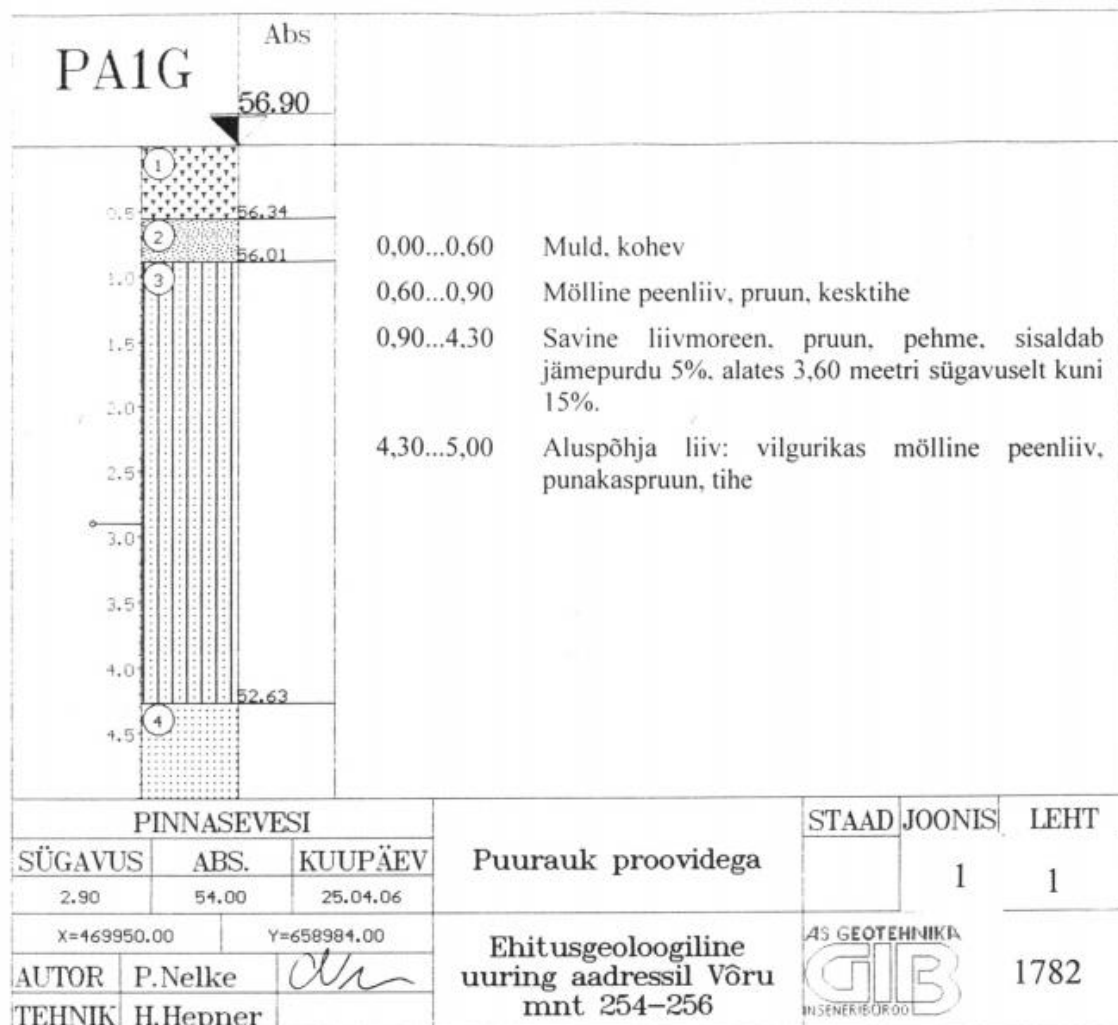
5.1.4 Geoloogiliste tulpade analüüs kolme uuringu näitel

1986. aasta teostatud uuringust on geoloogiliste tulpade võrdluses käsitletud puurauku 16 (PA-16). Tartu Eriinternaatkooli rajamiseks tehtud geoloogiauuringu puuraukudest valiti uuele uuringualale (Kanarbiku tn 6) kõige lähedamal asuv puurauk. [23]





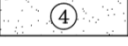
Joonis 5.1 Tartu Eriinternaatkooli uuringu geoloogiline tulp [23]

2006. aasta teostatud uuringust on geoloogiliste tulpade võrdluses käsitletud puurauku 1 (PA1G). [24]



Joonis 5.2 Võru tn 254-256 uuringu geoloogiline tulp [24]

2015. aasta uuringust on tulpade võrdlemiseks kasutatud puurauku 1 (PA-1). Kanarbiku tn 6 geoloogiliseks tלבaks valiti kõige iseloomulikum tulp. Geoloogilise tulba pinnasekihtide paksust ja absoluutkõrgusi kasutati vajumite arvutamiseks. [25]

Kaevandi tähis ja nr	PA-1	Suudme abs. kõrgus	54.40	Puuritud (kuup.) Seade	07.12.2015 AVB 2M	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	3.30/51.10	Veepind mõõdetud (kuup.)	07.12.2015
X=6469844					Y= 659205				
Geo. indeks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Paksus m	Geoloogiline löige	Proov (labori nr.)	Pinnase kirjeldus			
qIV	0.40	54.00	0.40			Muld: musta värvi.			
1						Kruusaga savine peenliiv (moreen): väheplastne, punakaspruun, sitke, sisaldab jämpurdu 15...25% ning ülaosas liiva vahekihte. Maapinnast 2,05...2,35 m sisaldab veeküllastunud kruusa vahekihti. Maapinnast 1,80...1,90 m sügavuselt võeti monoliit nr 6751.			
2	gIII		3.30						
3						13.60 13.60 6751 15.25 13.71 14.19			
d2ar	4.00	50.40	0.30			Peenliiv: punakaspruun, kesktihe kuni tihe, niiske			

Joonis 5.3 Kanarbiku tn 6 uuringu geoloogiline tulp [25]

Kolmest geoloogilisest tלבast on näha, et pinnasevee tase kõigub. Uue uuringu järgi, mis teostati detsembri alguse, on pinnasevee tase absoluutkõrgusel 51,10 meetrit ja eriinternaatkooli uuringu järgi, mis teostati 1986. aasta novembri lõpus, on veetase absoluutkõrgusel 54,60 meetrit.

Savise peenliiva kihi paksus on kõigi kolme uuringu korral sarnane, kõikides vahemikus 3,20–3,40 meetri vahel, aga kihi algus on väga erinev. Kanarbiku tn 6 uuringu järgi algab savise peenliiva kiht absoluutkõrgusel 54,00 meetrit ja teistes puuraukudes veel madalamal. Võru tänava uuringu järgi algab kiht aga juba absoluutkõrgusel 56,01 meetrit ja eriinternaatkooli uuringu järgi absoluutkõrgusel 55,40 meetri. Sellistest uuringutest lähtudes oleks vundament kõrgemale projekteeritud ja selle arvelt oleksid taldmikud laiemad.

5.1.5 Pinnaste normatiivsete näitajate võrdlus

Vanemates uuringutes on pinnaskihi nimetuse määramiseks kasutatud NSV Liidu standardil (GOST) põhinevat juhendit „Ajutised juhised ehitusgeoloogilisteks uurimisteks Eesti NSV-s“. Uue standardi järgi määratud pinnase nimetuseks on väheplastne pehme kuni sitke savine peenliiv. (Tabel L7.1, lisa 7) [4]

Tabelis 5.1, 5.2, 5.3 ja 5.4 on väljatoodud savise peenliiva tunnus- ja mehaaniliste omaduste normatiivsed näitajad kolme uuringu näitel. Teine tulp tabelites on uuringu teostamisaasta, et anda parem ülevaade näitajate muutusest ajas. Igas tabelis on märkuste tulbas välja toodud katsed, mida on uuringutulemuste saamiseks kasutatud. Samuti on selles tulbas näha, kas tulemuste saamiseks on kasutatud lähedal asuvaid vanemaid uuringuid.

Tabelites toodud näitajad saavad määravaks vundamendi ja vajumite arvutusel. Tabelis 5.1 on näha, et mahukaalud erinevad uuringutes natukene.

Tabel 5.1 Kandva pinnasekihi mahukaalu (γ) võrdlus. [23] [24] [25]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Mahukaal (kN/m ³)	Märkused
Tartu Eriinternaatkool	1986	22,8	Labor
Võru tn. 254-256	2006	19	Labor
Kanarbiku 6	2015	20,8	Labor

Sisehõõrdenurk ja nidusus on kõige täpsemini võrdlustabelis 5.2 ja 5.3 esitatud katsetest leitavad nihketeimi kaudu. Võru tn 254–256 on näha, et nihketugevus on leitud löökpenetratsiooni katsega ja kasutatud on ka lähedal asuvaid vanemaid uuringuid. See ei anna kuigi täpset tulemust nihketugevuse leidmiseks, millest tingituna võib uuringu tulemusena esitatud nihketugevus olla erinev reaalsest olukorrast.

Tabel 5.2 Kandva pinnasekihi sisehõõrdenurga (φ) võrdlus. [23] [24] [25]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Sisehõõrdenurk (°)	Nihketugevus (kN/m ²)	Märkused
Tartu Eriinternaatkool	1986	27		Labor, nihketeim
Võru tn. 254-256	2006		30	Löökpeneratsiooni katse, lähedal asuvad vanad uuringud
Kanarbiku 6	2015	35		Labor, nihketeim

Tabel 5.3 Kandva pinnasekihi nidususe (c') võrdlus. [23] [24] [25]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Nidusus (kPa)	Märkused
Tartu Eriinternaatkool	1986	11	Labor, nihketeim
Võru tn. 254-256			
Kanarbiku 6	2015	15	Labor, nihketeim

Tabelit 5.4 vaadates võib järeldada, et kõige täpsem deformatsioonimoodul saadi Ringtee 1A uuringu käigus, kuna deformatsioonimooduli leidmiseks on kasutatud kompressiooniteimi.

Tabel 5.4 Kandva pinnasekihi deformatsioonimooduli (E') võrdlus. [23] [24] [25]

Uuringu nimetus	Uuringu aasta	Deformatsioonimoodul (MPa)	Märkused
Tartu Eriinternaatkool	1986	8	Labor, kompressiooniteim
Võru tn. 254-256	2006	4	Löökpenetratsiooni katse, lähedal asuvad vanemad uuringud
Kanarbiku 6	2015	12	Raske- löökpenetratsiooni katse, empiirilised seosed

5.2 Madalvundamendi arvutus

Paremaks uuringute võrdlemiseks, kasutatakse Kanarbiku 6 hoone vundamentide leidmiseks kõigi kolme uuringu pinnaseparameetreid.

Kanarbiku 6 hoone 0,00 pind asub absoluutkõrgusel 55,00 meetrit. Vundeerimissügavus on põrandast 1,5 meetrit ehk absoluutne kõrgusmärk on talla alumises pinnas 53,50 meetrit. Vundeerimissügavus on võetud uue geoloogiauuringu tulemuste järgi ja sama rajamissügavust rakendatakse vundamendiarvutustes kõigi kolme geoloogiauuringute näitajate järgi. Vundamendi rajamissügavusel asub savise peenliiva kiht, mis on esimene kandev kiht. Vajumiste arvutused on teostatud teljel 13. Ülejäänud koormused on toodud välja tabelis L10.1 lisas 10. [26]

5.2.1 Vundamendiarvutus Tartu Eriinternaatkooli uuringu pinnasenäitajatega

Lähteandmed arvutamiseks [23]:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva mahukaal, aga kuna kiht on täielikult veega küllastunud, siis arvutustes on kasutatud täielikult veega küllastunud pinnase mahukaalu $\gamma' = 22,80 - 9,81 = 12,99 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 27^\circ$ ja nidusus $c' = 11 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariant 2 järgi $\gamma_R = 1,5$

- Talla süvis maapinnast $d = 1,5$ m
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25$ kN/m³
- Vundamendi näidis arvutus teljel 13

Vundamendi arvutuse lahenduskäik on toodud lisa 13. Koormused, mida kasutati vundamentide dimensioneerimiseks, on toodud tabelis L12. 1 lisa 12. Tabeli 5.5 esimene tulp näitab vundamendi asukohta telgede suhtes ja viimane tulp näitab betooni kulu vundamendi ehituseks.

Tabel 5.5 Tartu Eriinternaatkooli uuringu tulemuste järgi vundamentide arvatud suurused

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
1	0,25	11,00	0,20	0,55
2	0,40	10,20	0,20	0,816
3	0,40	12,00	0,20	0,96
4	0,40	10,20	0,20	0,816
5	0,40	12,00	0,20	0,96
6	0,40	10,20	0,20	0,816
7	0,40	12,00	0,20	0,96
8	0,40	10,20	0,20	0,816
9	0,40	12,00	0,20	0,96
10	0,40	10,20	0,20	0,816
11	0,40	12,00	0,20	0,96
12	0,40	10,20	0,20	0,816
13	0,40	12,00	0,20	0,96
14	0,40	10,20	0,20	0,816
15	0,25	11,00	0,20	0,55
A	0,20	17,20	0,20	0,688
B	0,20	12,90	0,20	0,516
D	0,20	46,00	0,20	1,84
E	0,20	34,50	0,20	1,38
Kokku:				16,996

Käesolevas uuringus on deformatsioonimoodul leitud kompressiooniteimiga. Sellest tingituna on deformatsioonimoodul usaldusväärne. Vajumi lahenduskäik on lahendatud sarnaselt peatükile 3.2.1.

Lähteandmed arvutamiseks [23]:

- Savise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 8$ MPa
- Aluspõhjalise liiva deformatsioonimoodul $E' = 25$ MPa

- Aluspõhjalise liiva mahukaal veega küllastunud olekus $\gamma' = 20,0 - 9,81 = 10,19 \text{ kN/m}$

Tabel 5.6 Vajumiarvutus Tartu Eriinternaatkooli uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
1,5				307,19	17,709	3,5418	
0,1	0,1	0,5	0,9583	294,38	19,01	3,80	0,0038
0,1	0,200	1	0,8106	249,01	20,31	4,06	0,0034
0,1	0,300	1,5	0,6478	199,00	21,61	4,32	0,0028
0,1	0,400	2	0,5135	157,74	22,91	4,58	0,0022
0,2	0,600	3	0,3311	101,71	25,50	5,10	0,0032
0,2	0,800	4	0,224	68,81	28,10	5,62	0,0021
0,2	1,000	5,00	0,1588	48,78	30,70	6,14	0,0015
0,2	1,200	6,00	0,1173	36,03	33,30	6,66	0,0011
0,1	1,300	6,50	0,1022	31,39	34,60	6,92	0,0004
0,4	1,700	8,50	0,0631	19,38	38,67	7,73	0,0004
0,4	2,100	10,50	0,0429	13,18	42,75	8,55	0,0003
0,4	2,500	12,50	0,0307	9,43	46,82	9,36	0,0002
0,4	2,900	14,50	0,023	7,07	50,90	10,18	0,0001
						Kokku:	0,0215

Tabelist 5.6 on näha, et hoone vajum on 21,5 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumised jäävad lubatud piiresse ja vundamendi dimensioneerimisel saab määravaks kandevõime, mis on tagatud.

5.2.2 Vundamendiarvutus Võru tn 254-256 uuringu pinnasenäitajatega

Lähteandmed arvutamiseks [24]:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva mahukaal, aga kuna kiht on täielikult veega küllastunud, siis arvutustes on kasutatud $\gamma' = 19 - 9,81 = 9,19 \text{ kN/m}$
- Savise peenliiva dreanimata nihketugevus $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandevõime osavarutegur arvutusvariandi 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Talla süvis maapinnast $d = 1,5 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$

Lahenduskäik dreanimata nihketugevusega:

- 1) Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talle tasandis, kasutades valemit 3.4

$$q' = d * \gamma_{täide} = 1,5 * 19 = 28,5 \text{ kN/m}^3$$

- 2) Esialgse taldmiku mõõdu leidmine lintvundamendil dreanimata nihketugevuse järgi. [4]

$$B = \sqrt{\frac{V}{\frac{[(2+\pi)*c_u+q']}{\gamma_R} - d * \gamma_k * \gamma_G}} = \sqrt{\frac{145,43}{\frac{[(2+3,14)*30+28,5]}{1,5} - 1,5 * 22 * 1,2}} = 1,7685 \text{ m} \quad (5.1)$$

Taldmiku laiuseks valitakse $B = 1,80 \text{ m}$

- 3) Täpse vundamendi kaalu leidmine arvestades, et vundamendi kõrgus on $h = 0,3 \text{ m}$.

$$G_{vund} = B * h * \gamma_{betoon} = 1,80 * 0,3 * 25 = 13,50 \text{ kN/m} \quad (5.2)$$

- 4) Koormuse leidmine vundamendile tallast kõrgemal asuvast pinnasest.

$$G_{pinnas} = B * (d - h) * \gamma_k = 1,80 * (1,50 - 0,3) * 22 = 47,52 \text{ kN/m} \quad (5.3)$$

- 5) Arvutusliku vertikaalkoormuse leidmine, kasutades valemit 2.15

$$V_d = (G_{pinnas} + G_{vund}) * \gamma_G + V = (47,52 + 13,50) * 1,2 + 145,43 = 218,65 \text{ kN/m}$$

- 6) Kandevõime kontroll. [4]

$$R_d = \frac{B * [(2 + \pi) * c_u + q']}{\gamma_R} = \frac{1,80 * [(2 * 3,14) * 30 + 28,5]}{1,5} = 219,30 \text{ kN/m} \quad (5.4)$$

Kandevõime on tagatud, kuna $V_d = 218,65 \text{ kN/m} \leq R_d = 219,30 \text{ kN/m}$.

Koormused, mida kasutati vundamendi suuruste arvutamiseks, on toodud tabelis L12.1 lisas 12.

Tabeli 5.7 esimene tulp näitab vundamendi asukohta telgede suhtes ja viimane tulp näitab betoonikulu vundamendi ehituseks.

Tabel 5.7 Vundamentide arvatatud suurused Võru tn 254-256 uuringu tulemuste järgi

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
1	1,15	11,00	0,30	3,795
2	1,80	10,20	0,30	5,508
3	1,80	12,00	0,30	6,48
4	1,80	10,20	0,30	5,508
5	1,80	12,00	0,30	6,48

Tabel 5.7 jätk

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
6	1,80	10,20	0,30	5,508
7	1,80	12,00	0,30	6,48
8	1,80	10,20	0,30	5,508
9	1,80	12,00	0,30	6,48
10	1,80	10,20	0,30	5,508
11	1,80	12,00	0,30	6,48
12	1,80	10,20	0,30	5,508
13	1,80	12,00	0,30	6,48
14	1,80	10,20	0,30	5,508
15	1,15	11,00	0,30	3,795
A	0,90	17,20	0,20	3,096
B	0,90	12,90	0,20	2,322
D	0,90	46,00	0,20	8,28
E	0,90	34,50	0,20	6,21
Kokku:				104,934

Käesolevas uuringus on deformatsioonimoodul leitud empiiriliste seoste abil ja järeldused on tehtud vanemate lähedal asuvate uuringute abil. Sellest tingituna võib deformatsioonimoodul olla ebatäpne. Vajum on arvatatud sarnaselt peatükile 3.2.1.

Lähteandmed arvutamiseks [24]:

- Savise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 4 \text{ MPa}$

Tabel 5.8 Vajumiarvutus Võru tn 254-256 uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	σ_{pz}	σ_{gz}	$0,2*\sigma_{gz}$	s
m	m	m		kPa	kPa	kPa	m
1,5				75,04	23,595	4,719	
0,45	0,45	0,500	0,9551	71,67	27,73	5,546	0,0083
0,45	0,900	1,000	0,7926	59,48	31,87	6,373	0,0074
0,45	1,350	1,500	0,6108	45,83	36,90	7,380	0,0012
0,45	1,800	2,000	0,4634	34,77	41,94	8,387	0,0009
0,9	2,700	3,000	0,2757	20,69	52,01	10,402	0,0012
0,9	3,600	4,000	0,1764	13,24	62,08	12,416	0,0008
0,9	4,500	5,000	0,1206	9,05	72,15	14,430	0,0005
						Kokku:	0,0202

Tabelist 5.8 on näha, et hoone vajum on 20,2 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumid jäävad lubatud piiresse ja määravaks saab kandevõime.

5.2.3 Vundamendi arvutus Kanarbiku tn 6 uuringu pinnasenäitajatega

Lähteandmed arvutamiseks [25]:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 19 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva mahukaal $\gamma' = 20,80 \text{ kN/m}^3$
- Savise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 35^\circ$ ja nidusus $c' = 12 \text{ kPa}$
- Pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- Kandeõime osavarutegur arvutusvariant 2 järgi $\gamma_R = 1,5$
- Talla süvis maapinnast $d = 1,5 \text{ m}$
- Betooni mahukaal $\gamma_{betoon} = 25 \text{ kN/m}^3$

Vundamendid arvutati sarnaselt lisa 13 näidatud lahenduskäigule. Koormused, mida kasutati vundamentide dimensioneerimiseks, on toodud tabelis L12.1 lisas 12. Tabeli 5.9 esimene tulp näitab vundamendi asukohta telgede suhtes ja viimane tulp näitab betooni kulu vundamendile.

Tabel 5.9 Vundamentide arvutatud suurused Kanarbiku tn 6 uuringu tulemuste järgi

Vundamendi asukoht	Vundamendi laius	Vundamendi pikkus	Vundamendi kõrgus	Betooni maht
Telg	m	m	m	m ³
1	0,10	11,00	0,20	0,22
2	0,15	10,20	0,20	0,306
3	0,15	12,00	0,20	0,36
4	0,15	10,20	0,20	0,306
5	0,15	12,00	0,20	0,36
6	0,15	10,20	0,20	0,306
7	0,15	12,00	0,20	0,36
8	0,15	10,20	0,20	0,306
9	0,15	12,00	0,20	0,36
10	0,15	10,20	0,20	0,306
11	0,15	12,00	0,20	0,36
12	0,15	10,20	0,20	0,306
13	0,15	12,00	0,20	0,36
14	0,15	10,20	0,20	0,306
15	0,10	11,00	0,20	0,22
A	0,10	17,20	0,20	0,344
B	0,10	12,90	0,20	0,258
D	0,10	46,00	0,20	0,92
E	0,10	34,50	0,20	0,69
Kokku:				6,264

Käesolevas uuringus on deformatsioonimoodul leitud empiiriliste seoste ja välikatsete kaudu. Sellest tingituna võib deformatsioonimoodul olla ebatäpne. Vajumi lahenduskäik on lahendatud sarnaselt peatükile 3.2.1.

Lähteandmed arvutamiseks [25]:

- Savise peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 12$ MPa
- Peenliiva deformatsioonimoodul $E' = 60$ MPa
- Peenliiva mahukaal veega küllastunud oleku $\gamma' = 20,90$ kN/m

Tabel 5.10 Vajumiarvutus Kanarbiku tn 6 uuringu näitajate järgi

Kihi paksus	z	m	α	$\sigma.pz$	$\sigma.gz$	$0,2*\sigma.gz$	s
1,5				781,90	28,5	5,7	
0,0375	0,0375	0,500	0,9595	750,23	29,28	5,856	0,0024
0,0375	0,075	1,000	0,8183	639,83	30,06	6,012	0,0022
0,0375	0,113	1,500	0,6681	522,39	30,84	6,168	0,0018
0,0375	0,150	2,000	0,5498	429,89	31,62	6,324	0,0015
0,075	0,225	3,000	0,3957	309,40	33,18	6,636	0,0023
0,075	0,300	4,000	0,3056	238,95	34,74	6,948	0,0017
0,075	0,375	5,000	0,2478	193,75	35,56	7,113	0,0014
0,075	0,450	6,000	0,2078	162,48	36,39	7,278	0,0011
0,15	0,600	8,000	0,1563	122,21	39,51	7,902	0,0018
0,15	0,750	10,000	0,1244	97,27	42,63	8,526	0,0014
0,15	0,900	12,000	0,1025	80,14	45,75	9,150	0,0011
0,15	1,050	14,000	0,0865	67,63	48,87	9,774	0,0009
0,15	1,200	16,000	0,0741	57,94	51,99	10,398	0,0008
0,15	1,350	18,000	0,0642	50,20	55,11	11,022	0,0007
0,15	1,500	20,000	0,0562	43,94	58,23	11,646	0,0006
0,15	1,650	22,000	0,0497	38,86	61,35	12,270	0,0005
0,15	1,800	24,000	0,0447	34,95	64,47	12,894	0,0005
0,15	1,950	26,000	0,0407	31,82	67,59	13,518	0,0004
0,15	2,100	28,000	0,0365	28,54	70,71	14,142	0,0004
0,15	2,250	30,000	0,033	25,80	73,83	14,766	0,0003
0,15	2,400	32,000	0,03	23,46	76,95	15,390	0,0003
0,15	2,550	34,000	0,0275	21,50	78,60	15,719	0,0003
0,15	2,700	36,000	0,025	19,55	80,25	16,049	0,0003
0,1	2,800	37,333	0,024	18,77	81,34	16,269	0,0002
0,15	2,950	39,333	0,023	17,98	84,48	16,896	0,0000
0,15	3,100	41,333	0,022	17,20	87,61	17,523	0,0000
						Kokku:	0,0248

Tabelist 5.10 on näha, et hoone vajum on 25 mm. Lubatud suurim vajum on 50 mm, mis näitab, et hoone vajumid jäävad lubatud piiridesse ja määravaks saab kandevõime.

5.3 Kanarbiku tänav 6 tulemused ja järeldused

Geoloogiliste tulpade võrdlusest avaldus, et vanemate uuringute järgi on esimene kandev kiht 1,4-2 meetrit kõrgemal kui uue uuringu järgi. Uue uuringuga täpsustatud pinnasekihtide paiknemine aitab paremini planeerida kaevetööde mahtu ja tagab projekteerimisel täpsemad lahendused rajamissügavuste osas.

Tabelist 5.2 on näha, et Tartu Eriinternaatkooli ja Kanarbiku 6 geotehnilise uuringu korral on leitud sisehõrdenurk nihketeimiga, aga erinevus on 8°. See võibolla tingitud pinnaseproovide erinevast käitlemisest, aga see tõestab, et uus uuring annab sama katse teostades suurema sisehõrdenurga kui vanem uuring, mille tagajärjel vundamendi suurus väheneb.

Kanarbiku 6 uuringu järgi on hoone vundamendi suurus teoreetilised, sest vundamendid on väiksemad kui kandvate seinte laiused ning konstruktiivsetest nõuetest lähtuvalt muutuvad taldmikud laiemaks.

Tabelis 5.11 on toodud välja rahaline maksumus, mis on vundamentide ehitusele kulunud. Teine veerg on betoonimaht, mis kulub Kanarbiku hoone vundamentide ehitusele erinevate uuringute järgi. Betoonimahud on võetud tabelitest 5.5, 5.7 ja 5.9. Viimane veerg näitab protsendilist erinevust uue geotehnilise uuringuga leitud vundamentide ehituse maksumuse ja vanade uuringute järgi dimensioneeritud vundamentide ehituse maksumuse vahel.

Protsendi leidmisel Võru mnt. 254-256 ja Kanarbiku 6 võrdluseks on kasutatud tehet:

$$(61366,5 - 3656,25) / 3656,25 * 100\% = 1578,40\%$$

Tabel 5.11 Vundamendi maksumus kolme uuringu näitel

Uuringu nimetus	Vundamendi betooni maht	Ühikhind	Maksumus kokku	Protsendiline erinevus
	m ³	€/m ³	€	%
Tartu Eriinternaatkool	17,00	585	9945	172,00
Võru tn. 254-256	104,90	585	61366,5	1578,40
Kanarbiku 6	6,25	585	3656,25	0

Tabelist 5.11 on näha, et 8° erinevus sisehõordenurgal suurendab vundamentide ehitusele kulvat betoonimahtu peaaegu 3 korda. Võru tn. 254-256 uuringus oli sisehõordenurga ja nidususe asemel leitud kandvale kihile nihketugevus, kus parameetri suurus oli aga nii väike, et vundamentide ehituslik maksumus erineb 1578%.

Tabelist 5.11 on näha, et rahaline kokkuhoidu antud hoone vundamendi ehitusel erinevate uuringute järel saavutati, kuna protsendilises erinevuses, ei ole arvestatud maha geotehnilise uuringu maksumust, milleks oli 1572 eurot.

Tabelist 5.12 on toodud vundamendi ehituse maksumuse võrdlus arvestades uue uuringu vundamendi maksumusele juurde ka geotehnilise uuringu maksumus.

Tabel 5.12 Vundamentide maksumuse võrdlus kolme uuringu näitel

Uuringu nimetus	Vundamendi betooni maht	Ühikhind	Maksumus kokku	Protsendiline erinevus
	m ³	€/m ³	€	%
Tartu Eriinternaatkool	17,00	585	9945	90,22
Võru tn. 254-256	104,90	585	61366,5	1073,75
Kanarbiku 6	6,25	585	5228,25	0

Tabelist 5.12 avaldub ilmekalt rahaline kokkuhoid. Uuel uuringu järgi vundamendi ehituse maksusse on juurde arvestatud uue geotehnilise uuringu maksumus ja endiselt on rahaline kokkuhoid halvemal juhul 90%. Muidugi on tegemist Kanarbiku 6 vundamentidel teoreetilise suurusega ja lähtudes konstruktiivsetest nõuetest tuleb taldmik laiem.

KOKKUVÕTE

Käesoleva töö eesmärk oli võrrelda pinnaseomadusi, mis saadi geotehniliste uuringute põhjal erinevate standardite järgi. Töös võrreldi kolme hoonet, kus tugevus ja jäikusparameetrid leiti väliskatsetega, nihketeimide, kompressiooniteimide ja vanemate olemasolevate uuringute põhjal.

Geoloogiliste tulpade võrdlusest selgus, et pinnasekihtide paksused erinevad krundidel ja võivad erineda isegi krundisisesele. Samuti avaldus Vitamiini 8a uue uuringuga kandva kihi keskel 0,5 meetri paksune nõrgemate pinnaseomadustega kiht, mida ühelgi lähedalasuval vanal uuringul ei esinenud.

Võrdlusest selgus, et laborikatsetega saadi kõige suurem sisehõõrdenurk ja korrelatsioonidega määratud parameetrid jäid pigem tagavara kasuks. Kompressiooniteim annab deformatsioonimooduli leidmisel võrreldes väliskatsetega usaldusväärsema tulemuse ja mitmes võrdlustabelis (hoone 1 ja 3) oli näha, et väliskatsete ja muude empiiriliste seoste kasutamisel oli deformatsioonimoodulit nii ala- kui ka ülehinnatud. Sellest võib järeldada, et tiht väliskatsetest ei piisa ja teostada tuleks erinevad laborikatsed, kuna need annavad täpsema tulemuse.

Tabelist 5.2 avaldus, et kahe erineva standardi järgi teostatud uuringus on mõlemal juhul teostatud nihketeim sisehõõrdenurga ja nidususe leidmiseks, aga juba efektiiv-sisehõõrdenurga erinevus oli 8°. Esimeses peatükis on välja toodud, et nihketeimi katse ei ole muutunud, kui võrrelda SNiP-i ja Eurokoodeksit. Sellest tuleks järeldada, et erinevus on tingitud kas katsetamise ebatäpsusest, proovide erinevas käitlemisest või pinnasekihtide muutlikkusest.

Parema võrdlusmomendi tekitamiseks dimensioneeriti kõigi uuringute tulemusi arvestades hoone vundamendid ja toodi välja ka majanduslik tasuvus. Kõigi hoonete puhul sai määravaks kandevõime mitte vajum ja kandevõime oli madalvundamendiga tagatud. Esimesed kaks hoonet rajati suuremas mahus üksikvundamendile ja kolmas hoone lintvundamendile.

Majanduslikult võideti kõigi kolme hoone puhul täiendavate uuringutega. Täpsemad uuringud aitasid tuvastada ka Vitamiini 8a objektil nõrgema kihi. Samuti aitas Kanarbiku 6 ja Same tee 3 objektide puhul täiendav uuring täpsustada pinnasekihtide paiknemist, mis aitab planeerida paremini kaeve- ja tagasitaitetööde mahtu ja tagab projekteerimisel täpsemad lahendused rajamissügavuste osas ning see omakorda aitab vältida viivitusi ehituses, mis tuleneks võimalikest ümberprojekteerimistest.

Magistritöö peaesmärk oli tõestada vajadust uute täiendavate uuringute järele. Vajadus korrektsete uuringute järele on ilmselge. Nagu töös esitatud näidetest näha on, siis aitavad täpsemad uuringud vähendada riske vundamentide ala- ja üledimensioneerimiseks. Samuti aitavad hästi teostatud uuringud säästa ka aega ja raha.

SUMMARY

The purpose of the Master thesis was to compare soil properties obtained from various geotechnical researches based on different standards. Three buildings were compared in which soil strength and stiffness parameters were found with penetration tests, direct shear tests, oedometer tests and from older researches.

The comparison of geological columns revealed that the thickness of the soil layers may differ on nearby sites and even within the site. Also, Vitamiini 8a new research revealed a 0,5 meters thick weaker soil layer, which was not detected in any older researches.

The comparison showed that direct shear test yielded the highest angle of internal friction and parameter determined with correlations was usually smaller. The oedometer test provides a more reliable deformation module than penetration tests and in several comparison tables (Building 1 and 3) it was seen that using penetration tests and other empirical correlations, the deformation modules were both over- and underestimated. It can be concluded that penetration tests are not enough and different laboratory tests should be carried out to get more accurate results.

Table 5.2 showed that direct shear test was carried out in two types of research in order to find the angle of internal friction. It should be similar in both cases but it differs 8°. The first chapter of the Master thesis shows that the direct shear test has not changed comparing SNiP and Eurocode standards. It can be concluded that the difference is due to inaccuracy in testing and different handling of samples or variability of soil layers.

Economically, additional researches paid off and also helped identify weaker soil layer at Vitamiini 8a site. Also, in case of Kanarbiku 6 and Same tee 3 sites, an additional research clarified the location of soil layers, which helps to better plan the volume of excavation and provides more precise solutions for construction depths.

The main aim of the Master thesis was to prove the need for new additional geotechnical research. The need for proper researches is obvious. As can be seen from the examples given in this paper, more precise studies will help reduce the risk of over and under dimensioning foundations. Precise researches also help save time and money.

KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] V. Jaaniso, Madalvundamentide arvutus, Ehitame, 2014.
- [2] U. Lemberg, K. Oll ja T. Maantoa, „Pinnase klassifikatsioonist lõimise järgi“ *X Eesti geotehnika konverents*, Tallinn, 1992.
- [3] Eesti NSV ministrite nõukogu riiklik ehituskomitee, Ajutised juhised ehitusgeoloogilisteks uurimisteks Eesti NSV-s, Tallinn: Eesti NSV ministrite nõukogu riiklik ehituskomitee, 1971.
- [4] J. Rohusaar, R. Mägi, T. Masso, I. Talvik, V. Jaaniso, V. Otsmaa ja et, Ehituskonstruktori käsiraamat, Tallinn: Ehitame, 2014.
- [5] U. Lemberg ja K. Oll, „Pinnase liigitus lõimise järgi (EPN 7.1 lisa 9),“ *XII Eesti geotehnika konverents*, Tallinn, 2002.
- [6] K. Oll ja U. Lemberg, „Voolavuspiiri määramine koonusteimiga,“ *XII Eesti geotehnika konverents*, Tallinn, 2002.
- [7] V. Jaaniso, „Pinnasemehaanika,“ Tallinna Tehnikaülikool, Tallinn, 2012.
- [8] U. Lemberg ja K. Oll, „Casagrande meetodi ja Rootsi ning Vassiljevi koonusmeetodi võrdlev analüüs,“ *X Eesti geotehnika konverents*, Tallinn, 1992.
- [9] „EVS- EN 1997-2:2007+ NA:2008 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 2: Pinnaseuringud ja katsetamine konsolideeritud tekst,“ Eesti Standardikeskus, Tallinn, 2008.
- [10] „Geotechpedia,“ Geosysta Ltd, [Võrgumaterjal]. Available: <https://geotechpedia.com/Equipment/Show/201/AUTOSHEAR-Digital-shear-testing-machine-with-data-acquisition#prettyPhoto>. [Kasutatud 26 mai 2018].
- [11] „Dresden Technology portal,“ Dresden concept, 19 aprill 2018. [Võrgumaterjal]. Available: <https://tp.dresden-concept.de/en/equipment/view/id/663>. [Kasutatud 26 mai 2018].
- [12] V. Jaaniso, „Pinnasemehaanika 11. peatükk- Ehitusgeoloogilised uuringud,“ 2 jaanuar 2017. [Võrgumaterjal]. Available: http://staff.ttu.ee/~aldur/PM/Valdo_Jaaniso_pinnasemehaanika_loeng/Ehitusgeoloogilised_uuringud_pm_11.pdf. [Kasutatud mai 2018].
- [13] „Pagani Geotechnical Equipment,“ Pagani Geotechnical Equipment, 2015. [Võrgumaterjal]. Available: <http://www.pagani-geotechnical.com/project/tg-63-100/>. [Kasutatud 26 mai 2018].

- [14] „EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad,“ Eesti Standardikeskus, Tallinn, 2014.
- [15] T. Piits, „Tabivere katlamaja, aruanne nr. 14997,“ Tallinn, 1980.
- [16] S. Nuggis, „Saadjärve kolhoosi ühepereelamud. Aruanne nr. 16831,“ Tallinn, 1982.
- [17] OÜ Rakendusgeoloogia, „Same OÜ kontori- ja laohoone laiendus Same tee 3. Töö nr. 15-086,“ Tartu, 2015.
- [18] GBD Projekteerimine OÜ, „Same OÜ tootmishoone- Same tee 3,“ 2015.
- [19] H. Jaanson, „Tartu Lõuna Kõrgepingevõrkude kaarhall. Aruanne nr. 21480,“ Tallinn, 1985.
- [20] H. Ong, „Tartu EPT viihall Tartu, Vitamiini tänaval. Aruanne nr. 24793,“ Tartu, 1988.
- [21] OÜ Rakendusgeoloogia, „Vitamiini tn. 8a laohoone. Töö nr. 16-020,“ Tartu, 2016.
- [22] GBD Projekteerimine OÜ, „Vitamiini 8a laohoone. Töö nr. 23-15,“ 2016.
- [23] I. Heidemaa, „ENSV Haridusministeeriumi Tartu II Eriinternaatkool. Aruanne nr. 23337,“ Tallinn, 1986.
- [24] P. Nelke, „Ehitusgeoloogiline uuring aadressil Võru mnt. 254-256. Aruanne nr. 30508,“ Tallinn, 2006.
- [25] OÜ Rakendusgeoloogia, „Kanarbiku tänav 6 ridaalemu. Töö nr. 15-107,“ Tartu, 2016.
- [26] OÜ Ruutu, „Kanarbiku 6. Töö nr. 080914M2,“ 2014.

LISAD

Lisa 1 Pinnaseosakeste liigitus SNiP-i järgi

Tabel L1.0.1 Pinnaseosakeste liigitus SNiP-i järgi [3]

		Fraktsiooni nimetus			
		Ümardunud	Ümardumata	Suurus mm	
jäme- purd e. kivid	rahnud	suured	pankad (isomeetrilised), lahmakad (lapikud)	suured	üle 1000
		keskmised		keskmised	500...1000
		väikesed		väikesed	200...500
	munakad (munakivi)		kamakad		100...200
	veerised	suured	kõresed	suured	50...100
		väikesed		väikesed	20...50
	kruusa- terad	suured e. jämekruus	mügliterad	suured e. jämemügi	10...20
		väikesed e. peenikruus		väikesed e. peenmügi	2...10
	liivaterad	jämeterad e. jämeliivafraktsioon			0,5...2,0
		keskterad e. keskliivafraktsioon			0,25...0,50
peenterad e. peenliivafraktsioon			0,10...0,25		
ülipeenterad e. ülipeenliivafraktsioon			0,05...0,10		
peen- purd	tolmuosa- kesed	jämeosakesed e. jämetolm		0,01...0,05	
		peenõsakesed e. peentolm		0,002...0,010	
	saueosa- kesed	jämeosakesed e. jämesau		0,001...0,002	
		peenõsakesed e. peensau		alla 0,001	

Lisa 2 Pinnaseosakeste liigitus Eurokoodeksi järgi

Tabel L2.1 Pinnaseosakeste liigitus Eurokoodeksi järgi [4]

Nimetus	Alanimetus	Osakeste suurus mm
Rahnud		> 200
Veerised		60...200
Kruusaterad	Jämeterad	20...60
	Keskterad	6...20
	Peenterad	2...6
Liivaterad	Jämeterad	0,6...2
	Keskterad	0,2...0,6
	Peenterad	0,06...0,2
Mölliosakesed	Jämeosakesed	0,02...0,06
	Keskosakesed	0,006...0,02
	Peenosakesed	0,002...0,006
Saueosakesed		< 0,002

Lisa 3 Nihketugevuse määramine voolavuspiiri järgi

Tabel L3.1 Nihketugevuse määramine voolavuspiiri järgi [6]

	Koonuse mass g	Koonuse tipunurk °	Koonuse vajum mm	Nihke- tugevus voolavus piiril* kPa
Venemaa (Vassiljev, 1949)	76	30	10	8.5
Rootsi (Hansbo, 1957) (Karlsson, 1961)	60	60	10	1.6
Briti Kuningriik (Sherwood, 1970)	80	30	20	1.6

Lisa 4 Koormuste osavarutegurid

Tabel L4.1 Koormuste osavarutegurid [4]

		Tähis	Arvutusvariant			
			1	2	3	
			Kombinatsioon			
			1	2		
Koormus	Alaline ebasoodus	$\gamma_{G,dst}$	1,2	1,0	1,2	1,2 (1,0)
	Alaline soodus	$\gamma_{G,stb}$	1,0	1,0	1,0	1,0 (1,0)
	Ajutine ebasoodus	$\gamma_{Q,dst}$	1,5	1,3	1,5	1,5 (1,3)
	Ajutine soodus	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0	0 (0)
Materjal	$\tan \varphi$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25	1,0	1,25
	c'	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25	1,0	1,25
	c_u	γ_{c_u}	1,0	1,4	1,0	1,4
	q_u	γ_{q_u}	1,0	1,4	1,0	1,4

Lisa 5 Kombinatsioonitegurid

Tabel L5.1 Kombinatsioonitegurid [4]

Koormuse liik	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kasuskoormused			
– klass A (eluruumid jms)	0,7	0,5	0,3
– klass B (bürooruumid jms)	0,7	0,5	0,3
– klass C (ruumid, kus on võimalik inimeste kogunemine)	0,7	0,7	0,6
– klass D (kauplused, kaubamajad)	0,7	0,7	0,6
– klass E (laod)	1,0	0,9	0,8
Liikluskoormused hoonetes			
– klass F (liikluspinnad kergetele sõidukitele ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
– klass G (liikluspinnad sõidukitele 30...160 kN)	0,7	0,5	0,3
– klass H (katused)	0	0	0
Lumekoormus	0,5	0,2	0
Tuulekoormus	0,6	0,2	0
Temperatuur (v.a tulekahju puhul)	0,6	0,5	0

Lisa 6 Vajumi arvutamiseks vajalikud tabelid

Tabel L6.1 Elementaarkihtide paksused [4]

z	Δh
$< B$	$0,2...0,3 B$
$1...3 B$	$0,4...0,6 B$
$> 3B$	B

Tabel L6.2 Tegurid α pingeleidmiseks talla all [1]

$$n = L/B, m = 2z/B$$

m	n										m
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0
0,1	0,9993	0,9993	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,1
0,2	0,9943	0,9950	0,9954	0,9958	0,9960	0,9963	0,9965	0,9966	0,9966	0,9967	0,2
0,3	0,9819	0,9840	0,9854	0,9864	0,9872	0,9881	0,9887	0,9890	0,9892	0,9893	0,3
0,4	0,9604	0,9648	0,9678	0,9700	0,9717	0,9737	0,9750	0,9757	0,9762	0,9765	0,4
0,5	0,9299	0,9372	0,9425	0,9463	0,9492	0,9529	0,9551	0,9565	0,9574	0,9579	0,5
0,6	0,8916	0,9022	0,9101	0,9159	0,9202	0,9261	0,9296	0,9318	0,9333	0,9342	0,6
0,7	0,8475	0,8615	0,8720	0,8800	0,8860	0,8944	0,8995	0,9027	0,9049	0,9063	0,7
0,8	0,7997	0,8169	0,8300	0,8401	0,8480	0,8589	0,8658	0,8703	0,8733	0,8753	0,8
0,9	0,7503	0,7701	0,7856	0,7978	0,8074	0,8211	0,8299	0,8356	0,8396	0,8422	0,9
1,0	0,7009	0,7228	0,7403	0,7543	0,7656	0,7819	0,7926	0,7998	0,8047	0,8081	1,0
1,1	0,6526	0,6762	0,6953	0,7109	0,7235	0,7423	0,7549	0,7635	0,7694	0,7737	1,1
1,2	0,6064	0,6310	0,6514	0,6682	0,6821	0,7030	0,7174	0,7274	0,7344	0,7395	1,2
1,3	0,5628	0,5880	0,6092	0,6270	0,6418	0,6646	0,6806	0,6920	0,7001	0,7059	1,3
1,4	0,5220	0,5475	0,5692	0,5876	0,6032	0,6276	0,6450	0,6576	0,6667	0,6734	1,4
1,5	0,4842	0,5096	0,5315	0,5503	0,5664	0,5921	0,6108	0,6244	0,6345	0,6420	1,5
1,6	0,4492	0,4743	0,4962	0,5153	0,5317	0,5583	0,5780	0,5927	0,6037	0,6119	1,6
1,7	0,4171	0,4417	0,4634	0,4825	0,4991	0,5263	0,5469	0,5624	0,5742	0,5832	1,7
1,8	0,3877	0,4117	0,4330	0,4519	0,4686	0,4962	0,5174	0,5337	0,5462	0,5558	1,8
1,9	0,3608	0,3840	0,4049	0,4235	0,4401	0,4679	0,4896	0,5065	0,5195	0,5297	1,9
2,0	0,3361	0,3586	0,3789	0,3972	0,4136	0,4414	0,4634	0,4807	0,4943	0,5050	2,0
2,2	0,2929	0,3138	0,3328	0,3503	0,3661	0,3934	0,4156	0,4335	0,4479	0,4594	2,2
2,4	0,2568	0,2759	0,2937	0,3101	0,3251	0,3516	0,3735	0,3916	0,4065	0,4186	2,4
2,6	0,2264	0,2440	0,2604	0,2757	0,2899	0,3152	0,3366	0,3546	0,3696	0,3821	2,6
2,8	0,2007	0,2168	0,2320	0,2462	0,2595	0,2835	0,3042	0,3218	0,3368	0,3495	2,8
3,0	0,1789	0,1936	0,2076	0,2208	0,2332	0,2559	0,2757	0,2929	0,3076	0,3203	3,0
3,2	0,1603	0,1738	0,1867	0,1989	0,2105	0,2318	0,2507	0,2672	0,2816	0,2942	3,2
3,4	0,1443	0,1567	0,1685	0,1799	0,1907	0,2107	0,2286	0,2445	0,2585	0,2708	3,4
3,6	0,1305	0,1419	0,1528	0,1633	0,1734	0,1921	0,2090	0,2242	0,2378	0,2498	3,6
3,8	0,1185	0,1290	0,1391	0,1488	0,1582	0,1757	0,1917	0,2062	0,2192	0,2309	3,8
4,0	0,1081	0,1177	0,1271	0,1361	0,1448	0,1612	0,1764	0,1901	0,2026	0,2139	4,0
4,5	0,0871	0,0951	0,1028	0,1104	0,1177	0,1317	0,1447	0,1568	0,1680	0,1782	4,5
5,0	0,0716	0,0783	0,0848	0,0911	0,0974	0,1093	0,1206	0,1312	0,1411	0,1503	5,0
5,5	0,0598	0,0655	0,0710	0,0764	0,0817	0,0920	0,1018	0,1111	0,1199	0,1281	5,5
6,0	0,0507	0,0555	0,0603	0,0649	0,0695	0,0784	0,0870	0,0952	0,1030	0,1104	6,0
6,5	0,0435	0,0476	0,0518	0,0558	0,0598	0,0676	0,0751	0,0823	0,0893	0,0959	6,5
7,0	0,0377	0,0413	0,0449	0,0485	0,0520	0,0588	0,0655	0,0719	0,0781	0,0840	7,0
7,5	0,0330	0,0362	0,0393	0,0424	0,0455	0,0516	0,0575	0,0632	0,0688	0,0741	7,5
8,0	0,0291	0,0319	0,0347	0,0375	0,0402	0,0456	0,0509	0,0561	0,0610	0,0659	8,0
8,5	0,0258	0,0284	0,0309	0,0333	0,0358	0,0406	0,0454	0,0500	0,0545	0,0589	8,5
9,0	0,0231	0,0254	0,0276	0,0298	0,0320	0,0364	0,0407	0,0449	0,0489	0,0529	9,0
9,5	0,0208	0,0228	0,0248	0,0268	0,0288	0,0328	0,0367	0,0405	0,0442	0,0478	9,5
10,0	0,0188	0,0206	0,0225	0,0243	0,0261	0,0297	0,0332	0,0367	0,0401	0,0434	10,0
11,0	0,0156	0,0171	0,0186	0,0201	0,0217	0,0247	0,0276	0,0305	0,0334	0,0362	11,0
12,0	0,0131	0,0144	0,0157	0,0170	0,0183	0,0208	0,0233	0,0258	0,0282	0,0306	12,0
13,0	0,0112	0,0123	0,0134	0,0145	0,0156	0,0178	0,0199	0,0221	0,0242	0,0263	13,0
14,0	0,0097	0,0106	0,0116	0,0125	0,0135	0,0154	0,0172	0,0191	0,0209	0,0227	14,0
15,0	0,0084	0,0093	0,0101	0,0109	0,0118	0,0134	0,0150	0,0167	0,0183	0,0199	15,0
16,0	0,0074	0,0081	0,0089	0,0096	0,0103	0,0118	0,0132	0,0147	0,0161	0,0175	16,0
17,0	0,0066	0,0072	0,0079	0,0085	0,0092	0,0105	0,0118	0,0130	0,0143	0,0156	17,0
18,0	0,0059	0,0064	0,0070	0,0076	0,0082	0,0093	0,0105	0,0116	0,0128	0,0139	18,0

Tabel L6.2 jatk

<i>m</i>	<i>n</i>										<i>m</i>
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	
19,0	0,0053	0,0058	0,0063	0,0068	0,0074	0,0084	0,0094	0,0105	0,0115	0,0125	19,0
20,0	0,0048	0,0052	0,0057	0,0062	0,0066	0,0076	0,0085	0,0095	0,0104	0,0113	20,0
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0
0,1	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,1
0,2	0,9967	0,9967	0,9967	0,9967	0,9967	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,2
0,3	0,9894	0,9895	0,9895	0,9896	0,9896	0,9896	0,9897	0,9897	0,9897	0,9897	0,3
0,4	0,9767	0,9768	0,9769	0,9771	0,9772	0,9772	0,9773	0,9773	0,9773	0,9773	0,4
0,5	0,9583	0,9586	0,9588	0,9591	0,9593	0,9594	0,9594	0,9595	0,9595	0,9595	0,5
0,6	0,9349	0,9354	0,9357	0,9362	0,9364	0,9367	0,9367	0,9368	0,9368	0,9368	0,6
0,7	0,9073	0,9080	0,9085	0,9093	0,9097	0,9100	0,9102	0,9102	0,9103	0,9103	0,7
0,8	0,8767	0,8777	0,8784	0,8796	0,8801	0,8806	0,8808	0,8809	0,8810	0,8810	0,8
0,9	0,8441	0,8455	0,8465	0,8480	0,8488	0,8495	0,8498	0,8499	0,8500	0,8500	0,9
1,0	0,8106	0,8123	0,8136	0,8156	0,8167	0,8176	0,8180	0,8182	0,8183	0,8183	1,0
1,1	0,7767	0,7789	0,7805	0,7831	0,7844	0,7857	0,7861	0,7864	0,7865	0,7866	1,1
1,2	0,7431	0,7458	0,7478	0,7510	0,7527	0,7542	0,7548	0,7552	0,7553	0,7554	1,2
1,3	0,7103	0,7134	0,7159	0,7197	0,7217	0,7236	0,7243	0,7248	0,7250	0,7251	1,3
1,4	0,6784	0,6821	0,6849	0,6894	0,6919	0,6942	0,6951	0,6957	0,6958	0,6960	1,4
1,5	0,6476	0,6519	0,6551	0,6604	0,6633	0,6660	0,6671	0,6678	0,6680	0,6681	1,5
1,6	0,6182	0,6229	0,6266	0,6326	0,6359	0,6391	0,6404	0,6413	0,6416	0,6417	1,6
1,7	0,5900	0,5953	0,5994	0,6061	0,6100	0,6137	0,6152	0,6162	0,6165	0,6167	1,7
1,8	0,5632	0,5689	0,5735	0,5810	0,5853	0,5895	0,5913	0,5925	0,5928	0,5931	1,8
1,9	0,5377	0,5439	0,5488	0,5571	0,5620	0,5667	0,5687	0,5701	0,5705	0,5708	1,9
2,0	0,5135	0,5201	0,5254	0,5345	0,5398	0,5451	0,5474	0,5490	0,5495	0,5498	2,0
2,2	0,4687	0,4762	0,4822	0,4927	0,4990	0,5055	0,5083	0,5103	0,5110	0,5114	2,2
2,4	0,4285	0,4366	0,4432	0,4550	0,4623	0,4700	0,4734	0,4760	0,4768	0,4773	2,4
2,6	0,3925	0,4010	0,4082	0,4211	0,4293	0,4382	0,4423	0,4453	0,4463	0,4470	2,6
2,8	0,3601	0,3691	0,3766	0,3905	0,3996	0,4096	0,4143	0,4179	0,4191	0,4200	2,8
3,0	0,3311	0,3402	0,3480	0,3628	0,3726	0,3837	0,3891	0,3933	0,3947	0,3957	3,0
3,2	0,3050	0,3143	0,3223	0,3376	0,3481	0,3602	0,3662	0,3711	0,3727	0,3740	3,2
3,4	0,2815	0,2908	0,2989	0,3147	0,3257	0,3388	0,3455	0,3510	0,3529	0,3543	3,4
3,6	0,2603	0,2696	0,2777	0,2939	0,3053	0,3193	0,3265	0,3327	0,3349	0,3365	3,6
3,8	0,2412	0,2504	0,2585	0,2748	0,2866	0,3013	0,3091	0,3160	0,3184	0,3203	3,8
4,0	0,2240	0,2330	0,2410	0,2574	0,2694	0,2848	0,2932	0,3007	0,3034	0,3056	4,0
4,5	0,1876	0,1961	0,2037	0,2199	0,2322	0,2488	0,2583	0,2674	0,2708	0,2738	4,5
5,0	0,1588	0,1667	0,1739	0,1894	0,2017	0,2189	0,2293	0,2398	0,2440	0,2478	5,0
5,5	0,1359	0,1431	0,1498	0,1644	0,1764	0,1937	0,2048	0,2165	0,2215	0,2261	5,5
6,0	0,1173	0,1239	0,1301	0,1438	0,1552	0,1724	0,1839	0,1966	0,2022	0,2078	6,0
6,5	0,1022	0,1082	0,1138	0,1266	0,1374	0,1543	0,1659	0,1793	0,1856	0,1922	6,5
7,0	0,0897	0,0951	0,1003	0,1121	0,1223	0,1386	0,1503	0,1642	0,1711	0,1786	7,0
7,5	0,0793	0,0842	0,0890	0,0999	0,1095	0,1251	0,1366	0,1509	0,1583	0,1668	7,5
8,0	0,0706	0,0751	0,0794	0,0895	0,0984	0,1133	0,1246	0,1391	0,1469	0,1563	8,0
8,5	0,0631	0,0673	0,0712	0,0805	0,0889	0,1031	0,1140	0,1286	0,1367	0,1470	8,5
9,0	0,0568	0,0606	0,0642	0,0728	0,0807	0,0941	0,1047	0,1192	0,1276	0,1387	9,0
9,5	0,0514	0,0548	0,0582	0,0661	0,0735	0,0861	0,0963	0,1107	0,1193	0,1312	9,5
10,0	0,0467	0,0498	0,0529	0,0603	0,0671	0,0791	0,0889	0,1030	0,1117	0,1244	10,0
11,0	0,0390	0,0417	0,0443	0,0507	0,0566	0,0673	0,0763	0,0898	0,0986	0,1126	11,0
12,0	0,0330	0,0353	0,0376	0,0432	0,0484	0,0579	0,0661	0,0788	0,0875	0,1025	12,0
13,0	0,0283	0,0303	0,0323	0,0372	0,0418	0,0502	0,0577	0,0696	0,0781	0,0939	13,0
14,0	0,0245	0,0263	0,0280	0,0323	0,0364	0,0440	0,0508	0,0619	0,0701	0,0865	14,0
15,0	0,0215	0,0230	0,0246	0,0283	0,0320	0,0388	0,0450	0,0553	0,0632	0,0799	15,0
16,0	0,0189	0,0203	0,0217	0,0250	0,0283	0,0344	0,0401	0,0497	0,0572	0,0741	16,0
17,0	0,0168	0,0180	0,0193	0,0223	0,0252	0,0308	0,0359	0,0448	0,0519	0,0689	17,0
18,0	0,0150	0,0161	0,0172	0,0200	0,0226	0,0277	0,0324	0,0406	0,0474	0,0642	18,0
19,0	0,0135	0,0145	0,0155	0,0180	0,0204	0,0250	0,0293	0,0370	0,0433	0,0600	19,0
20,0	0,0122	0,0131	0,0140	0,0163	0,0184	0,0227	0,0266	0,0338	0,0398	0,0562	20,0

Lisa 7 Pinnaste liigitus

Tabel L7.1 Pinnaste liigitus [4]

Rühm	Liik	Alaliik	Peenosisesisaldus < 0,06 mm %	Sauesisaldus peenosises %
Jämedateraline pinnas (jämepepinnas) < 0,06 mm ≤ 40%	Kruuspinnas 2...60 mm > 50%	Kruus	< 5	
		Möllikas kruus	5...15	< 20
		Savikas kruus		≥ 20
		Mölline kruus	> 15... 40	< 20
		Savine kruus		≥ 20
	Liivpinnas 2...60 mm < 50%	Liiv	< 5	
		Möllikas liiv	5...15	< 20
		Savikas liiv		≥ 20
		Mölline liiv	> 15...40	< 20
		Savine liiv		≥ 20
Peeneteraline pinnas (peenepinnas) < 0,06 mm < 40%	Möllpinnas sauesisaldus peenosises ≤ 20 %	Möll	> 40	< 10
		Savimöll		10...20
	Savipinnas sauesisaldus peenosises > 20%	Möllsavi		> 20...40
		Savi		> 40

Lisa 8 Same tee 3 hoonest tulenevad koormused

Tabel L8.1 Same tee 3 omakaalu- ja kasuskoormused [18]

Vundamendi asukoht	Alaliskoormuse normväärtus	Ajutise koormuse normväärtus	Vundamendile mõjuvad koormused
Telg	kN	kN	kN
H/1	34,10	48,10	110,70
H/2	37,30	64,05	126,60
H/3	43,60	67,75	136,90
H/4	35,60	64,35	124,75
H/5	35,60	64,35	124,75
H/6	35,60	64,35	124,75
H/7	35,60	64,35	124,75
H/8	34,80	63,90	123,45
H/9	42,80	67,25	135,55
H/10	42,80	67,25	135,55
H/11	34,80	63,90	123,45
H/12	35,60	64,35	124,75
H/13	48,90	52,35	131,75
G/1	38,20	51,00	117,85
G/13	47,15	58,90	134,50
13	52,80	22,40	82,30
14a	61,30	21,10	92,39
15	52,80	22,40	82,30
15-16	55,40	8,60	75,63

Lisa 9 Kandevoime tegurid

Tabel L9.1 Kandevoime tegurid [4]

φ	N_γ	N_q	N_c
0	0,00	1,00	5,14
1	0,00	1,09	5,38
2	0,01	1,20	5,63
3	0,03	1,31	5,90
4	0,06	1,43	6,19
5	0,10	1,57	6,49
6	0,15	1,72	6,81
7	0,22	1,88	7,16
8	0,30	2,06	7,53
9	0,40	2,25	7,92
10	0,52	2,47	8,34
11	0,66	2,71	8,80
12	0,84	2,97	9,28
13	1,05	3,26	9,81
14	1,29	3,59	10,37
15	1,58	3,94	10,98
16	1,91	4,34	11,63
17	2,31	4,77	12,34
18	2,77	5,26	13,10
19	3,30	5,80	13,93
20	3,93	6,40	14,83
21	4,66	7,07	15,81
22	5,51	7,82	16,88
23	6,50	8,66	18,05
24	7,66	9,60	19,32
25	9,01	10,66	20,72
26	10,59	11,85	22,25
27	12,43	13,20	23,94
28	14,59	14,72	25,80
29	17,12	16,44	27,86
30	20,09	18,40	30,14
31	23,59	20,63	32,67
32	27,72	23,18	35,49
33	32,59	26,09	38,64
34	38,37	29,44	42,16
35	45,23	33,30	46,12
36	53,40	37,75	50,59
37	63,18	42,92	55,63
38	74,90	48,93	61,35
39	89,01	55,96	67,87
40	106,0	64,20	75,31
41	126,7	73,90	83,86
42	151,9	85,37	93,71
43	182,8	99,01	105,1
44	220,7	115,3	118,3
45	267,7	134,8	133,8

Lisa 10 Vitamiini 8a hoonest tulenevad koormused

Tabel L10.1 Vitamiini tn. 8a omakaalu- ja kasuskoormused [21]

Vundamendi asukoht	Alaliskoormuse normväärtus	Ajutise koormuse normväärtus	Vundamendile mõjuvad koormused
Telg	kN	kN	kN
A/1	57,65	14,40	79,95
A/2	47,95	28,25	78,75
A/3	48,45	28,25	79,35
A/4	47,00	28,25	77,60
A/5	41,75	28,25	71,30
A/7	49,40	28,25	80,50
A/8	50,20	14,20	70,90
B/1	116,40	122,55	231,60
B/6	78,95	168,05	220,80
B/8	49,20	45,50	93,20
C/1	66,30	30,00	102,10
C/2	25,50	56,30	72,85
C/3	26,80	56,30	74,40
C/4	25,60	56,30	72,90
C/5	26,75	56,30	74,30
C/7	25,65	56,35	73,05
C/8	47,15	30,00	79,10
D/1	103,40	125,00	217,80
D/6	78,55	171,40	222,80
D/8	58,35	46,40	104,80
E/1	60,20	28,45	93,55
E/2	26,95	56,80	74,95
E/3	25,80	56,80	73,50
E/4	27,00	56,80	75,00
E/5	25,70	56,80	73,45
E/7	25,80	56,90	73,65
E/8	49,75	28,45	81,05
F/1	101,20	125,00	215,15
F/6	78,55	171,40	222,80
F/8	55,55	46,45	101,50
G/1	57,15	28,45	89,90
G/2	26,95	56,80	74,95
G/3	25,80	56,80	73,50
G/4	27,00	56,80	75,00
G/5	25,70	56,80	73,45
G/7	25,80	56,90	73,65
G/8	47,00	28,45	77,75
H/1	101,20	125,00	215,15
H/6	78,55	171,40	222,80
H/8	55,55	46,45	101,50

Tabel L10.1 jätk

Vundamendi asukoht	Alaliskoormuse normväärtus	Ajutise koormuse normväärtus	Vundamendile mõjuvad koormused
Telg	kN	kN	kN
I/1	66,30	30,00	102,10
I/2	25,50	56,30	72,85
I/3	26,75	56,30	74,35
I/4	26,85	56,30	74,40
I/5	26,75	56,30	74,30
I/7	25,65	56,35	73,05
I/8	47,15	30,00	79,10
J/1	116,40	122,55	231,60
J/6	78,95	168,05	220,80
J/8	49,20	45,50	93,20
K/1	57,65	14,40	79,95
K/2	47,95	28,25	78,75
K/3	48,45	28,25	79,35
K/4	47,00	28,25	77,60
K/5	41,75	28,25	71,30
K/7	49,40	28,25	80,50
K/8	50,20	14,20	70,90

Lisa 11 Vitamiini 8a uuringu näitajatega madalvundamendi arvutus

Lahenduskäik:

- 1) Sisehõordenurk on $\varphi = 33^\circ$ ja sellele vastavad kandevõimetegurite väärtused on leitavad tabelist L9.1 lisa 9.

$$N_\gamma = 32,59 \quad N_q = 26,09 \quad N_c = 38,64$$

- 2) Tallakuju arvestavad tegurid kasutades valemit 3.1, 3.2 ja 3.3

Nelinurkse talla korral $B=L=1$ m

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 * 1 = 0,7$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin(\varphi) = 1 + 1 * \sin 33^\circ = 1,54$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,54 * 26,09 - 1}{26,09 - 1} = 1,57$$

- 3) Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis kasutades valemit 3.4

$$q' = d * \gamma_{täide} = 2,5 * 19 = 47,5 \text{ kN/m}^3$$

- 4) Tegurid vundamendi dimensioneerimiseks kasutades valemit 3.6 ja 3.7

$$a_3 = \frac{0,5 * \gamma' * s_\gamma * N_\gamma}{\gamma_R} = \frac{0,5 * 22 * 0,7 * 32,59}{1,5} = 81,29 \text{ kN/m}^3$$

$$a_4 = \frac{(q' * N_q * s_q + N_c * c' * s_c)}{\gamma_R} - d_k * \gamma_k * \gamma_G =$$
$$= \frac{(47,5 * 26,09 * 1,54 + 28,64 * 10 * 1,57)}{1,5} - 2,5 * 22 * 1,2 = 1613,65 \text{ kN/m}^2$$

- 5) Esialgse taldmiku mõõdu leidmine ruudukujulise tallaga üksikvundamendil, kasutades valemit 3.8, 3.9 ja 3.10

$$B_1 = \sqrt{\frac{V}{a_4}} = \sqrt{\frac{231,58}{1613,65}} = 0,3788 \text{ m}$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{V}{a_3 * B_1 + a_4}} = \sqrt{\frac{231,58}{81,29 * 0,3788 + 1613,65}} = 0,3753 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{V}{a_3 * B_2 + a_4}} = \sqrt{\frac{231,58}{81,29 * 0,3753 + 1613,65}} = 0,3753 \text{ m}$$

Taldmiku laiuseks valitakse $B = 0,45 \text{ m}$ lähtudes sellest, et kandva kihi vahel asub $0,5 \text{ meetrit}$ paks voolava savise peenliivakiht

- 6) Täpse vundamendi kaalu leidmine, arvestades et vundamendi kõrgus on $h = 0,2 \text{ m}$, kasutades valemit 3.12

$$G_{vund} = B^2 * h * \gamma_{betoon} = 0,45^2 * 0,2 * 25 = 1,01 \text{ kN}$$

- 7) Koormuse leidmine vundamendile tallast kõrgemal asuvast pinnasest kasutades valemit 3.13

$$G_{pinnas} = B^2 * (d - h) * \gamma_k = 0,45^2 * (2,5 - 0,2) * 22 = 10,25 \text{ kN}$$

- 8) Arvutusliku vertikaalkoormuse leidmine, kasutades valemit 3.14

$$V_d = (G_{pinnas} + G_{vund}) * \gamma_G + V = (10,25 + 1,01) * 1,2 + 231,58 = 245,10 \text{ kN}$$

- 9) Vundamendi kandevõime kontroll, kasutades valemit 3.26

$$R_d = B^2 * \frac{(c' * N_c * s_c + q' * N_q * s_q + 0,5 * \gamma' * B * N_\gamma * s_\gamma)}{\gamma_R}$$

$$= 0,45^2 * \frac{(10 * 38,64 * 1,57 + 47,5 * 26,09 * 1,55 + 0,5 * 10,69 * 0,45 * 32,59 * 0,7)}{1,5}$$

$$= 347,54 \text{ kN}$$

- 10) Kandevõime tegurite määramine voolavale savisele peenliivale arvestades, et $\varphi_1 = 28^\circ$. Kandevõime tegurid on esitatud tabelis L9.1 (lisa 9).

$$N_\gamma = 14,59 \quad N_q = 14,72 \quad N_c = 25,80$$

- 11) Talla kuju arvestavad voolava savise peenliiva tegurid, kasutades valemeid 3.1, 3.2 ja 3.3

Nelinurkse talla korral $B=L=1 \text{ m}$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 * 1 = 0,7$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin(\varphi_1) = 1 + 1 * \sin 28^\circ = 1,47$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,47 * 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 1,50$$

12) Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis, kui taldmik asuks nõrgal kihil, kasutades valemit 3.4

$$q' = d * \gamma_{täide} + h * \gamma' = 2,5 * 19 + 0,9 * 10,69 = 57,12 \text{ kN/m}^3$$

13) Vundamendi kandevõime kontroll, kui taldmik asuks nõrgal kihil, kasutades valemit 3.26

$$\begin{aligned} R_2 &= B^2 * \frac{(c_1 * N_c * s_c + q' * N_q * s_q + 0,5 * \gamma'_1 * B * N_\gamma * s_\gamma)}{\gamma_R} \\ &= 0,45^2 * \frac{(10 * 25,8 * 1,50 + 57,12 * 14,72 * 1,47 + 0,5 * 10,19 * 0,45 * 14,59 * 0,7)}{1,5} = \\ &= 222,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

14) Vundamendi kandevõime kontroll arvestades, et vundament asub savisel peenliiva kihil ja selle all asub nõrgem kiht. [1]

$$\begin{aligned} R_d &= R_2 * \frac{(2 * h * (B + B) * c' + (B + B) * h * (h * \gamma' + 2 * d * \gamma_{täide}) * K_s * \tan(\varphi))}{\gamma_R} - d * B^2 * \gamma' * \gamma_G \\ &= 0,45^2 * \frac{(2 * 0,9 * (0,45 + 0,45) * 10 + (0,45 + 0,45) * 0,9 * (0,9 * 10,7 + 2 * 2,5 * 19) * 2,1 * \tan 28^\circ)}{1,5} \\ &- 2,5 * 0,45^2 * 10,69 * 1,2 = 303,63 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{L11.1})$$

Lisa 12 Kanarbiku 6 hoonest tulenevad koormused

Tabel L12.1 Kanarbiku 6 omakaalu- ja kasuskoormused [26]

Vundamendi asukoht	Alaliskoormuse normväärtus	Ajutise koormuse normväärtus	Vundamendile mõjuvad koormused
Telg	kN	kN	kN
1	65,80	9,90	91,55
2	97,85	22,05	145,45
3	97,85	22,05	145,45
4	97,85	22,05	145,45
5	97,85	22,05	145,45
6	97,85	22,05	145,45
7	97,85	22,05	145,45
8	97,85	22,05	145,45
9	97,85	22,05	145,45
10	97,85	22,05	145,45
11	97,85	22,05	145,45
12	97,85	22,05	145,45
13	97,85	22,05	145,45
14	97,85	22,05	145,45
15	65,80	9,90	91,55
A	57,20	0,00	68,60
B	57,20	0,00	68,60
D	54,20	5,35	71,85
E	54,20	5,35	71,85

Lisa 13 Tartu Eriinternaatkooli uuringu näitajatega madalvundamendi arvutus

- 1) Sisehõordenurk on $\varphi = 27^\circ$ ja sellele vastavad kandevõimetegurite väärtused on leitavad lisa 9, tabel L9.1.

$$N_\gamma = 12,43 \quad N_q = 13,20 \quad N_c = 23,94$$

- 2) Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis, kasutades valemit 3.4

$$q' = d * \gamma_{täide} = 1,5 * 19 = 28,5 \text{ kN/m}^3$$

- 3) Tegurid vundamendi arvutamiseks. [4]

$$a_1 = \frac{0,5 * \gamma' * N_\gamma}{\gamma_R} = \frac{0,5 * 12,99 * 12,43}{1,5} = 53,85 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{L13.1})$$

$$a_2 = \frac{(q' * N_q + N_c * c')}{\gamma_R} - d_k * \gamma_k * \gamma_G = \frac{(28,5 * 13,20 + 23,94 * 11)}{1,5} - 1,5 * 22 * 1,2$$

$$= 386,80 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{L13.2})$$

- 4) Esialgse taldmiku laiuse leidmine lindvundamendil. [4]

$$B = \frac{\sqrt{a_2^2 + 4 * a_1 * V} - a_2}{2 * a_1} = \frac{\sqrt{386,80^2 + 4 * 53,85 * 145,45} - 386,80}{2 * 53,85} = 0,3582 \text{ m} \quad (\text{L13.3})$$

Uueks taldmiku laiuseks valitakse $B = 0,4 \text{ m}$

- 5) Täpse vundamendi kaalu leidmine, arvestades et vundamendi kõrgus on $h = 0,2 \text{ m}$, kasutades valemit 5.2

$$G_{vund} = B * h * \gamma_{betoon} = 0,4 * 0,2 * 25 = 2 \text{ kN}$$

- 6) Koormuse leidmine vundamendile tallast kõrgemal asuvast pinnasest kasutades valemit 5.3

$$G_{pinnas} = B * (d - h) * \gamma_k = 0,4 * (1,5 - 0,2) * 22 = 11,45 \text{ kN}$$

- 7) Arvutusliku vertikaalkoormuse leidmine, kasutades valemit 3.14

$$V_d = (G_{pinnas} + G_{vund}) * \gamma_G + V = (11,45 + 2) * 1,2 + 145,45 = 161,55 \text{ kN}$$

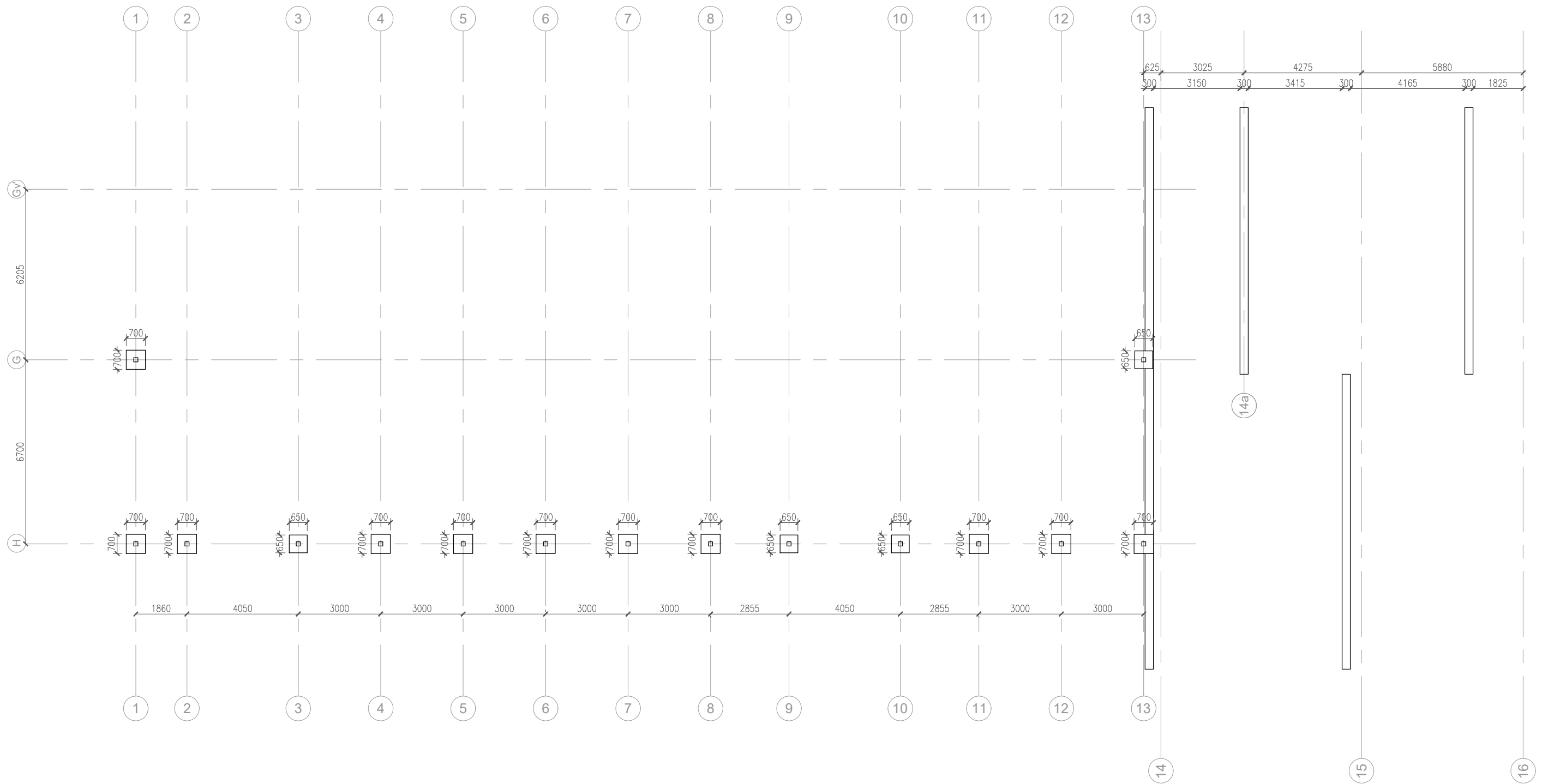
- 8) Kandevõime kontroll kasutades valemit 3.26

$$R_d = B * \frac{(c' * N_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma' * B * N_\gamma)}{\gamma_R}$$

$$= 0,40 * \frac{(11 * 23,94 + 28,5 * 13,20 + 0,5 * 12,99 * 0,40 * 12,43)}{1,5} = 179,15 \text{ kN}$$

Lisa 14 Graafiline osa

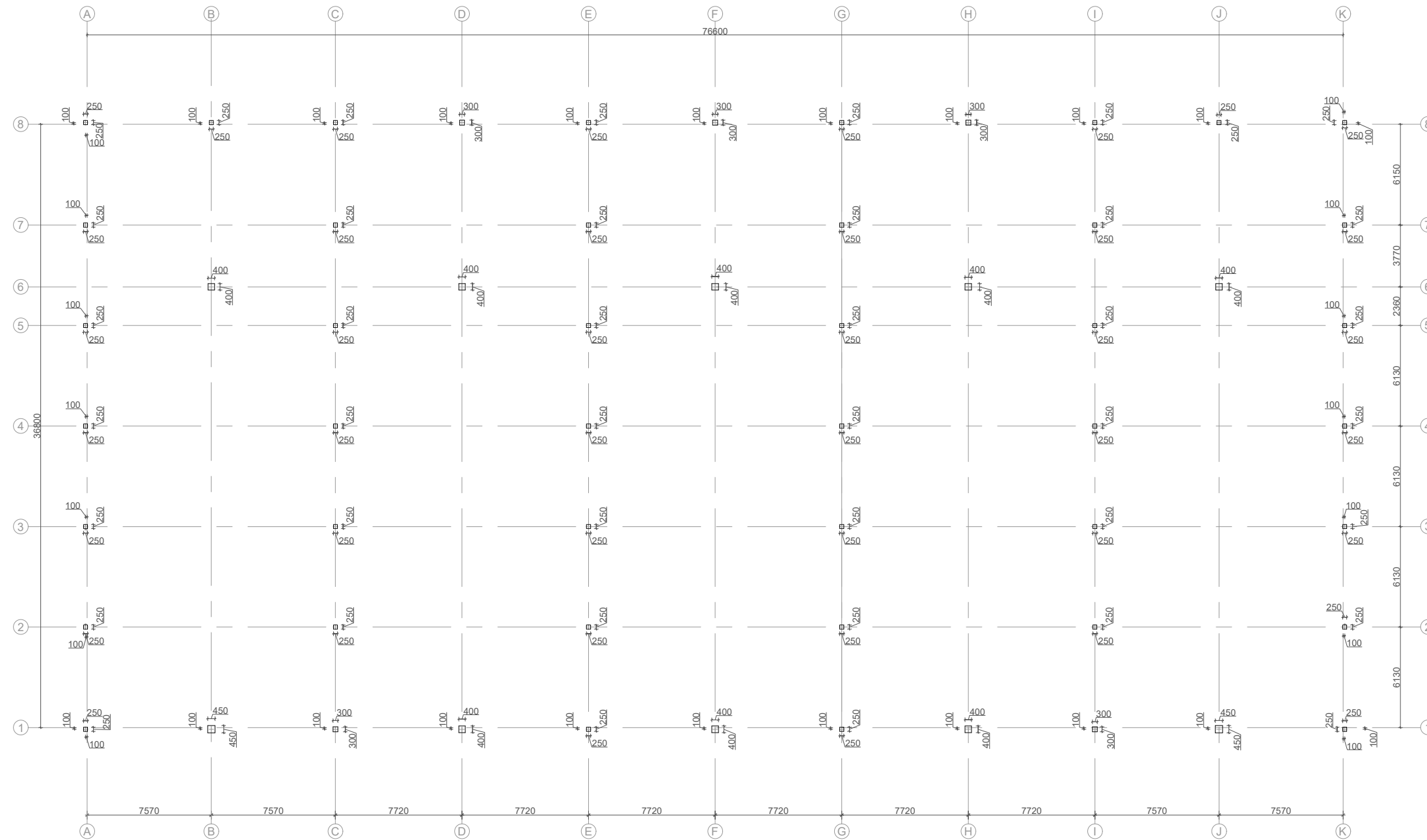
Lehekülg	Joonise nimetus
1	Same tee 3 vundamendi plaan
2	Vitamiini 8a vundamendi plaan
3	Kanarbiku tänav 6 vundamendi plaan



MÄRKUSED:

- HOONE NULL ±0.000= ABS. +60.55
- MADALVUNDAMENT RAJATAKSE MÖLLISE PEENLIIVA KIHTI (KIHT 5)
- VUNDAMENDI RAJAMISSÜGAVUS ON 1,55 MEETRIT HOONE NULLIST
- BETOONI TUGEVUSKLASS C30/37
- KESKKONNAKLASS XC2
- JOONIS ON KOOSTATUD MAGISTRITÖÖS PEATÜKIS 3.2 DIMENSIONEERITUD VUNDAMENDI MÕÖTMETEGA
- VUNDAMENDI PLAAN ON KOOSTATUD SAME TEE 3 GEOTEHNILISE UURINGU ANDMETEL, TÖÖ NR. 15-086

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht: 1	Lehti: 3
Üliõpilane:	Alice Engel	Nimetus: Same tee 3 vundamendi plaan		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
TTÜ Tartu kolledž		Töö pealkiri: Ehitusgeotehniliste pinnaseomaduste võrdlus SNIpi ja Eurokoodeksi vahel kolme hoone näitel		



- MÄRKUSED:
- HOONE NULL ±0.000= ABS. +59.50
 - MADALVUNDAMENT RAJATAKSE SAVISE PEENLIIVA KIHITI (KIHT 6)
 - VUNDAMENDI RAJAMISSÜGAVUS ON 2,5 MEETRIT HOONE NULLIST
 - BETOONI TUGEVUSKLASS C30/37
 - KESKKONNAKLASS XC2
 - JOONIS ON KOOSTATUD MAGISTRITÖÖS PEATÜKIS 3.2 DIMENSIONEERITUD VUNDAMENDI MÕÖTMEtega
 - VUNDAMENDI SUURUSED ON TEOREETILISED
 - VUNDAMENDI PLAAN ON KOOSTATUD VITAMIINI 8A GEOTEHNILISE UURINGU ANDMETEL, TÖÖ NR. 16-020



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht:

2

Lehti:

3

Üliõpilane:

Alice Engel

Juhendaja:

Lehar Leetsaar

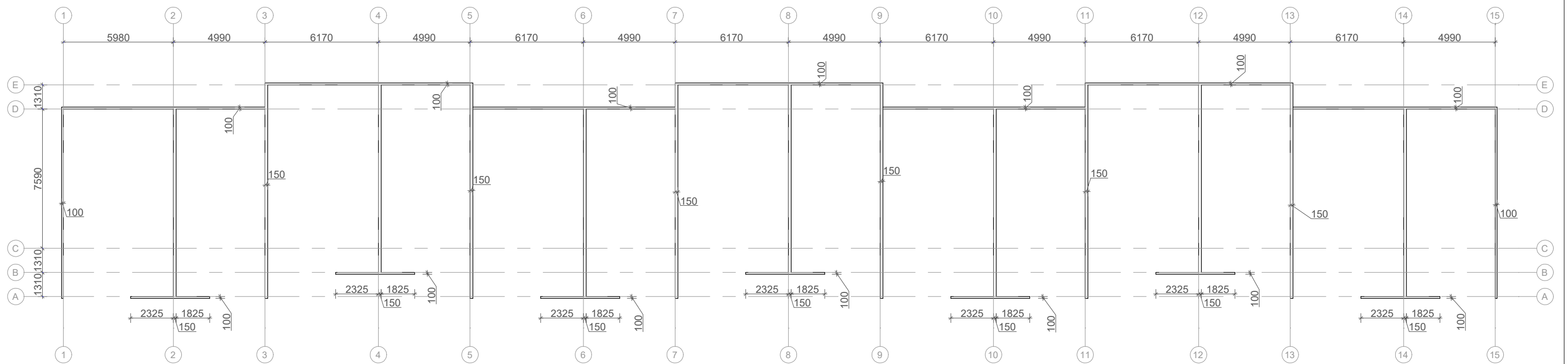
Nimetus:

Vitamiini 8a vundamendi plaan

TTÜ Tartu kolledž

Töö pealkiri:

Ehitusgeotehniliste pinnaseomaduste võrdlus
SNIPI ja Eurokoodeksi vahel kolme hoone näitel



MÄRKUSED:

- HOONE NULL ±0.000= ABS. +55.00
- MADALVUNDAMENT RAJATAKSE SAVISE PEENLIIVA KIHITI (KIHT 3)
- VUNDAMENDI RAJAMISSÜGAVUS ON 1,5 MEETRIT HOONE NULLIST
- BETOONI TUGEVUSKLASS C30/37
- KESKKONNAKLASS XC2
- JOONIS ON KOOSTATUD MAGISTRITÖÖS PEATÜKIS 5.2 DIMENSIONEERITUD VUNDAMENDI MÕÖTMETEGA
- VUNDAMENDI SUURUSED ON TEOREETILISED
- VUNDAMENDI PLAAN ON KOOSTATUD KANARBIKU TÄNAV 6 GEOTEHNILISE UURINGU ANDMETEL, TÖÖ NR. 15-107

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht: 3	Lehti: 3
Üliõpilane:	Alice Engel	Nimetus: Kanarbiku tänav 6 vundamendi plaan		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
TTÜ Tartu kolledž		Töö pealkiri: Ehitusgeotehniliste pinnaseomaduste võrdlus SNIPI ja Eurokoodeksi vahel kolme hoone näitel		