



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**VUNDEERIMISLAHENDUSTE ARVUTUSED
CHINI'I MEETODIGA KAHE OLEMASOLEVA
HOONE NÄITEL**

**Foundation calculations by Chin's method in example
of two existing buildings**

Magistritöö

Juhendaja/õppejõud: Lehar Leetsaar

Üliõpilane Olari Aas

122567 EAEI

Üliõpilase meiliaadress olari.aas@gmail.com

Õppekava nimetus Ehitiste projekteerimine
ja arhitektuur

Tartu 2017

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.
Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite
tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt
pärinevad andmed on viidatud.

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood: 122567 EAEI

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: (allkiri)

Abstract

Author: Aas, O; Title: “ Foundation calculations by Chin's method in example of two existing buildings”; Type of the thesis: Master of Science thesis; Number of volumes: 2; Date and place of submission: 2017, in Tartu, Estonia; Number of pages: 74; Number of illustrations: 15; Number of tables: 15; Number and format of drawings:5 x A3; Language of the thesis: Estonian.

Keywords: Chin’s method, foundation, pile strenght, foundation design, strength calculation, foundation calculation, geotechnical engineering

Foundation serves as the bearing construction of every building. Hence the execution of the foundation must always be conducted with utmost care and great precision. The goal of the thesis is to critically examine two buildings’ foundation solutions in order to analyze the solutions from the economical aspect. This serves the purpose of pointing out the flaws which are made in geotechnical research during the foundation designing process. The alternative solutions will be calculated for both buildings and the results of the pile tests will be analyzed by Chin’s method. After a reappraisal through Chin’s method, both buildings will receive new and more economical foundation solutions. The cost difference between the already built solution and the new more economical solution will be calculated for both buildings. The aim of this thesis is not to place blame on anyone specifically, but to gesture towards the gap in geotechnical knowledge among the civil engineers; the problems with geotechnical soil surveys; and the pile tests which are often not executed in the most effective way possible.

SISUKORD

Abstract.....	3
TÄHISED JA LÜHENDID	6
SISSEJUHATUS	8
1. Töö eesmärk ja ülesanded.....	10
2. Materjal ja metoodika.....	11
2.1. Chin'i meetod	11
3. Hoone nr. 1	14
3.1. Kirjeldus ja geoloogia	14
3.1.1. Hoone üldiseloomustus	14
3.1.2. Geoloogiline ehitus.....	14
3.1.3. Hüdrogeoloogilised tingimused.....	16
3.1.4. Geotehnilised tingimused	17
3.2. Arvutused.....	19
3.2.1. Hoone omakaalu- ja kasuskoormused	19
3.2.2. Üksikvundamendi sobivuse arvutus	21
3.2.3. Üksikvundamendi vajumi arvutus.....	27
3.2.4. Plaatvundamendi sobivuse arvutus.....	29
3.3. Hoone nr. 1 geotehnilistest uuringutest ja vaiade kandevõimest.....	33
3.3.1. Vaia arvutuslik kandevõime	34
3.4. Hoone nr. 1 vaiakatsete andmete töötlus Chini meetodiga.....	37
3.5. Majanduslik tasuvus	41
3.6. Hoone nr.1 tulemused	44
4. Hoone nr. 2	45
4.1. Kirjeldus ja geoloogia	45
4.1.1. Hoone üldiseloomustus	45
4.1.2. Geoloogiline ehitus.....	45

4.1.3.	Hüdrogeoloogilised tingimused.....	48
4.1.4.	Geotehnilised tingimused	49
4.2.	Arvutused.....	51
4.2.1.	Hoone omakaalu- ja kasuskoormused	51
4.2.2.	Üksikvundamendi sobivuse arvutus	53
4.2.3.	Üksikvundamendi vajumi arvutus	58
4.3.	Hoone nr. 2 geotehnilistest uuringutest ja vaiade kandevõimest.....	60
4.3.1	Vaia kandevõime arvutus	62
4.4.	Hoone nr. 2 vaiakatse andmete töötlus Chini meetodiga.....	66
4.5.	Majanduslik tasuvus	69
4.6.	Hoone nr.2 tulemused	71
KOKKUVÕTE		72
KASUTATUD KIRJANDUS		73
LISA 1. GRAAFILINE OSA		74
SISUKORD		75

TÄHISED JA LÜHENDID

A vundamendi talla pindala (m^2); vaia ristlõike pindala (m^2)

a_1, a_2, a_3, a_4 tegurid talla laiuse arvutuse valemities

α talla kaldenurk

B vundamendi talla laius (m)

B_s vundamendi seinapaksus (m)

c_u dreanimata nihketugevus (kPa)

c_0 nidusus (kPa)

d talla süvis (m)

d_k talla keskmine süvis (m)

E_0 deformatsioonimoodul (Mpa)

ξ parandustegur

φ sisehõõrdenurk ($^\circ$)

G_k alaline normkoormus (kN)

γ pinnase mahukaal (kN/m^3)

γ_Q muutuvkoormuse osavarutegur

γ_k vundamendi ja selle tallale jääva pinnase keskmine mahukaal (kN/m^3)

γ_G alalise koormuse osavarutegur

γ_t osavarutegur

h vundamendi kõrgus; kihi paksus (m)

h_t taldmiku kõrgus (m)

h_i pinnasekihi paksus (m)

K_s lõiketegur

k filtritatsioonimoodul (m/ööp)

L vundamendi talla pikkus (m)

m suhteline sügavus

N_γ, N_q, N_c kandevõime tegurid

n vaia poolt läbitavate pinnasekihtide arv

O_p vaia ümbermõõt (m)

Q_k ajutine normkoormus (kN)

q surve talla tasapinnas (kN/m^2)

q_{bk} vaia külje eritakistus (kN/m^2)

q_{sk} vaia otsa eritakistus (kN/m^2)

R_d kandevõime arvutusväärtus (kN)

R_2 vundamendi kandevõime juhul, kui vundament asuks alumisel kihil (kN)

R_{dn} Nõrga pinna kandevõime (kN)

R_{ck} vaia normkandevõime (kN)

R_{cd} vaia arvutuskandevõime (kN)

s_γ, s_q, s_c talla kujutegurid

s vajum (mm)

δ_{pz} efektiivpingevundamendist tulenevast koormusest sügavusel z (kN/m^2)

δ_{qz} efektiivpinge pinnase omakaalust sügavusel z (kN/m^2)

V vertikaalkoormus (kN)

V_d V arvutusväärtus (kN)

z sügavus talla pinnast

SISSEJUHATUS

Vundament on hoone kandekonstruktsioon, mis on alati iga hoone aluseks. Seepärast peab vundamendi ehitus olema alati teostatud hoolikalt, läbimõeldult ning iga insener peab veenduma, et vundament oleks projekteeritud nii, et see suudaks vastu võtta kõik ehitisele mõjuvad jõud ning kanda need üle pinnasele. Tegu on ühe olulisema ehitise osaga, millest sõltub ka ülejäänud konstruktsioonide püsivus.

Vundamendi projekteerimisel tuleks alati silmas pidada, et see oleks piisavalt tugev, kuid samas ka ökonoomne, sest üle dimensioneeritud vundament tähendab nii tellijale kui ka ehitajale suuremaid kulusid ning samuti ka materjalide ning ressursside ebaratsionaalset kulutamist. Selleks, et projekteerida ökonoomset vundamendilahendust, tuleb eelnevalt teostada võimalikult täpsed ehitusgeoloogilised uuringud. Tuginedes Tallinna Tehnikaülikoolis teostatud veel avaldamata uuringule, on ehitusgeoloogilised uuringud tihti liiga pealiskaudsed ning uuritakse kõigest midagi, ega keskenduta määravale pinnasele. Uuringuid teostatakse mittesobivate uuringumeetoditega ja eksiteele viivate vundeerimissoovitustega.

Käesoleva töö eesmärgiks on juhtida laiemalt tähelepanu ehitusgeoloogiliste uuringute ja vaiakatsete teostamisega seonduvatele probleemidele Eestis. Seetõttu pole töös mainitud ka konkreetset objekte ning tööde teostajaid. Käesoleva töö objektideks on kaks uusehitist, mis asuvad Tallinnas. Esimest hoonet käsitletakse avaliku hoonena, mis on ilma keldrita viiekorruseline ehitus, ehitusaluse pinnaga ca 1800 m². Teist hoonet käsitletakse büroohonena, mis on samuti ilma keldrita, 14-korruseline ja ehitusaluse pinnaga ca 1080 m². Töö on jagatud osadeks nii, et alguses arvutatakse hoone nr.1 vundamendile mõjuvad koormused omakaalu- ja kasuskoormused ning tulemused esitatakse exceli tabelina. Seejärel kontrollitakse hoone võimalikke vundeerimislahendusi ja prognoositakse nende vajumeid summerimismeetodiga. Samuti arvutatakse vaia kandevõime hoonele teostatud geoloogilise uuringu andmete järgi ja töödeldakse vaiakatse aruande andmeid Chini'i meetodiga. Kuna sageli on vaiale antud vaid lubatava koormuse väärtus, siis antud meetodiga saab välja selgitada vaia reaalse piirkandevõime. Pärast erinevuste välja selgitamist tehakse hoonele majanduslik-tasuvus hinnang, mis näitab töö autori poolt hoonele välja pakutud ökonoomsema lahenduse maksumuse erinevust võrreldes projekteeritud lahendusega ning

lahendusega, mis oleks projekteeritud siis, kui oleks tuginetud vaid ehitusgeoloogilistest uuringutest saadud andmetest. Samasugused arvutused teostatakse ka hoonele nr. 2 ning seejärel teeb töö autor järeldused ja kokkuvõtte saadud tulemustest.

1. Töö eesmärk ja ülesanded

Käesoleva magistr töö eesmärgiks on uurida ühe Tallinnas asuva avaliku- ja ühe büroohoone vundeerimislahendusi ning analüüsida nendele objektidele teostatud pinnase geoloogia ja vaiakatsete aruannetes välja toodud tulemusi. Mõlema hoone puhul kontrollitakse hoone potentsiaalset sobivust madalvundamentidele ning analüüsitakse projekteeritud ning tänaseks ka teostatud vaivundamentide lahendusi. Samuti pööratakse tähelepanu ka hoonetele teostatud ehitusgeoloogilistele uuringutele ning vaiakatsete aruannetele. Nendele tuginedes selgitatakse välja, kas hoonetele projekteeritud vundamentilahendused on ökonoomsed ning milline oleks optimaalsema variandi puhul hoone tellija ja/või ehitaja majanduslik kasu. Analüüsitakse ka vaiakatsete andmeid Chini'i meetodiga, mis annavad võrdlemiseks aluse teostatud ehitusgeoloogiliste uuringute paikapidavusest.

Lähtuvalt magistr töö eesmärgist püstitati järgmised ülesanded mõlemale hoonele:

- Omakaalu- ja kasuskoormuste arvutamine.
- Madalvundamentide kandevõime arvutus.
- Madalvundamentide vajumite arvutus.
- Projekteeritud vaiade kandevõime arvutamine lähtudes geoloogia aruannetest.
- Hoone geoloogia ja projekteeritud vaiade valiku analüüs.
- Vaiakatsete andmete töötlus Chini'i meetodiga.
- Vundeerimislahenduse majanduslik-tasuvus hinnakalkulatsioon.
- Tulemuste analüüsimine.
- Juhtida laiemalt tähelepanu ehitusgeoloogiliste uuringute ja vaiakatsete teostamise sisust tulenevatele probleemidele Eestis

Chini'i meetodi täpsem kirjeldus materjali ja metoodika osas.

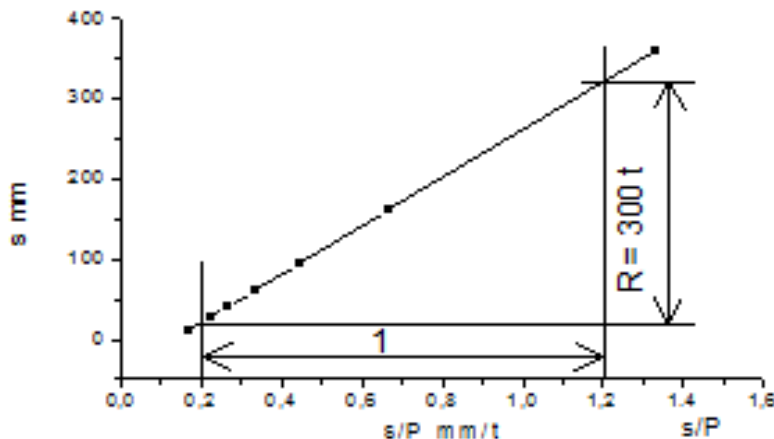
2. Materjal ja meetodika

2.1. Chin'i meetod

”Chin'i võtte rajaneb eeldusel, et vaia vajumise sõltuvust koormusest P kirjeldab hüperpoolne funktsioon $s = \frac{aP}{R - P}$, kus R on vaia piirkandevõime ja a katseandmetest leitav parameeter.

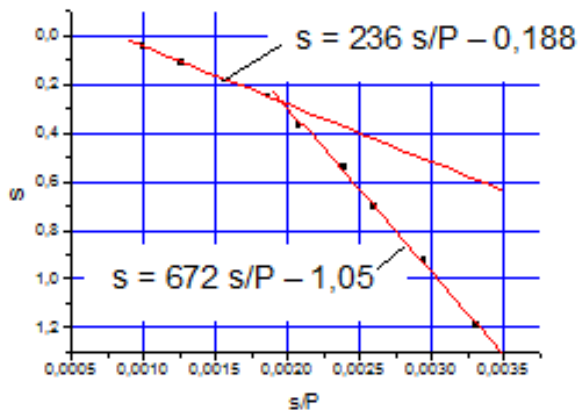
Eeltoodud seose saab kirjutada kujul $s = \frac{s}{P} R - a$. Siit järeldub, et s ja s/P vahel on lineaarne sõltuvus. Kui katseandmed kanda graafikule telgedega s ja s/P , siis peaksid need asuma sirgel ja graafiku kaldenurk $\frac{\Delta s}{\Delta s/P}$ annabki kandevõime suuruse.” [5] Joonisel 1.1. on vaia

piirkandevõime määramise selgitus Chini'i meetodiga



Joonis 1.1. Vaia piirkandevõime Chini'i võttega määramise selgitus [5]

”Tegelike vaiakatsete analüüs näitab, et lineaarne sõltuvus s ja s/P vahel on alati täheldatav, kuid alates teatud koormusest. Sageli on tegemist kahe sirgega. Ühe vaia staatilise koormuskatse andmetöötlus on toodud joonisel 1.2. Kahe erineva sirge esinemine on seletatav järgmiselt. Väikestel koormustel võetakse kogu jõud vastu vaia küljega. Külje vastupanu mobiliseeritakse täielikult vaia liikumisel 2-5 mm ja jääb edasisel vaia vajumisel konstantseks. Edasine koormuse juurdekasv võetakse vastu vaia otsaga. Vaia küljel ja vaia otsa all on tegemist täiesti erineva koormuste vastuvõtmise mehhanismiga ja seepärast ka erineva sõltuvusega paigutise ja jõu vahel.” [5]



Joonis 1.2 Vaia koormuskatse andmetöötlus Chini'i meetodiga [5]

”Ligikaudu saab esimeselt sirgelt vaia külje poolt vastuvõetava jõu ja teiselt vaia kandevõime (ots ja külj kokku). Toodud näites on külje poolt vastuvõetav jõud järelikult 236 tonni ja vaia kandevõime 672 tonni.” [5]

Vaia normkandevõime leitakse katsetega määratud piirkandevõimest nii, et oleks täidetud tingimus :

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad [9] (2.1)$$

ξ_1 ja ξ_2 on tegurid, mis sõltuvad katsetatud vaiade arvust ja peavad olema rakendatud vastavalt piirkandevõime keskmisele $(R_{c,m})_{mean}$ ja väikseimale $(R_{c,m})_{min}$ väärtusele. Parandustegurid on tabelis 1.1. [5]

ξ kui n =	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Tabel 1.1. Parandustegurid ξ normväärtuste tuletamiseks staatiliste koormuskatsete tulemustest, kus n – katsetatud vaiade arv

”Jäikade ehitiste puhul, kus võib eeldada jõudude ümberjaotust juhuslikult väiksema kandevõimega vaiadelt suurema kandevõimega vaiadele, võib parandustegurite väärtust vähendada 10%. Kuid ξ_1 ei tohi olla väiksem kui 1,0.” [5]

Vaia arvutuskandevõime leitakse seosega

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad [5] \quad (2.2)$$

” 2. arvutusvariandi puhul on osavaruteguri γ_t väärtus rammvaiadel 1,1, puurvaiadel 1,3 ja CFA vaiadel 1,2. Teiste arvutusvariantide kasutamise korral peab osavaruteguri väärtused võtma standardi EVS-EN 1997-1:2006 tabelitest NA A.6, NA A.7 või NA A.8.” [5]

3. Hoone nr. 1

3.1. Kirjeldus ja geoloogia

3.1.1. Hoone üldiseloostus

Uuritavat hoonet nr. 1 käsitletakse avaliku hoonena, mis asub Harjumaal, Tallinna linnas. Plaanilt on hoone peaaegu ruudukujuline (40x45 meetrit) ning koosneb kolme- ja viiekorruselisest osast. Lähtuvalt hoone spetsiifikast on selle ruumiprogramm kavandatud küllaltki paindlikuks ning sellest tulenevalt on hoone karkass projekteeritud raudbetoonist, mis koosneb postidest, riividest, õõnespaneelidest, sokli- ja seinapaneelidest. Paneelidest vahelagede peale on ehitatud ruume eraldavad kipsist ja klaasist kergvaheseinad ning vastavalt ruumide erinõuetele tulepüsivuse ja helipidavuse osas, on kasutatud ka kergplokkidest vaheseinu. [1] [8]

Tulenevalt 9,4 meetri pikkusest konsoolsest mahust peasissepääsu kohal, on hoonetele kavandatud 3 monoliitset kandeseina kogu hoone kõrguses, koos täiendavaks toeks olevate postidega. Hoone stabiilsus on tagatud trepikodade ja liftišahtide suletud kontuuri moodustavate seintega ning hoonesisese piki- ja põikiseintega, mis asuvad üksteise suhtes kohakuti kogu hoone ulatuses. [8]

Hoone vundeerimisel on lähtutud ehitusgeoloogia aruandest, mis näeb ette hoone rajamise vaiadele koos roostvarkidega.

3.1.2. Geoloogiline ehitus

2014. aasta novembris koostatud geoloogilise aruande andmetel paikneb uuritav ala laugel Põhja-Eesti madalikul ca 1 km kaugusel Kopli lahest, maetud ürgoru edelapoolsel nõlval. Üldgeoloogiliste andmete põhjal on geoloogia aluspõhjaks Vendi kompleksi Kroodi kihtkonna liivakivi, mis asub üle 80 meetri sügavusel maapinnast. [1]

5-11. novembril 2014. Aastal teostatud välitööde andmete põhjal on eraldatud järgmised pinnasekihid:

Kiht 1 TÄIDE. Kinnistu parkimisala ja liikumisteed on kaetud kuni 15 cm paksuse asfaldikihiga, mille all on 10...16 cm paksune killustikukiht. Konstruksioonikihtide all ja väljaspool teede ja parkla ala on täitekiht väga muutliku koostisega. Peamiselt koosnes kiht põlevkivituhast, sõelmetest, lubjakivitükkidest, liivast, šlakist ja ehitusprahist. Täitepinnaste kogupaksus krundi piires on 0,8...1,4 meetrit. Rajatava pargi alale tehtud puuraukudes koosnes täitepinnas valdavalt lubjakivi tükkidest ja sõelmetest ning eriteralisest liivast. Täitepinnas on kaetud 10...15 cm paksuse kasvukihi. [1]

Kiht 2 MULD. Kiht esineb valdavalt täitepinnaste all, kohati ka pindmise kihina. Kihi maksimaalne paksus ulatub 0,45 meetrini. Muld on kohati liivasegune. [1]

Kiht 3 MÖLLINE PEENLIIV. Peenliiv levib kogu krundi ulatuses 1,4...1,6 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 2,8...3,25 meetrit. Varasemate uuringutega on liiv liigitatud kui tolmliid. Pinnas on enamasti kesktihe. Peeneteraline liiv on värvuselt beež kuni hall ning sisaldab orgaanilist ainet. Kihi paksus on 1,4...2,2 meetrit. Löökpenetreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks $N_{20SA}=5...40$ (keskmine korrigeeritud löökide arv 14,4) [1]

Kiht 4 MÖLL. Savikam ja nõrgem vahekiht on kohati eraldatud varasemates uuringupunktides kui saviliiv, mis koosnes savi ja liiva vahekihtidest. Antud töö raames eraldati teda penetratsiooni katsete alusel LP2 ja LP6 piirkonnas. Kihi pealispind esineb 2,8...3,0 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 1,3...1,8 meetrit. Kihi paksus on 1,2...2,2 meetrit. Löökpenetreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks $N_{20SA}=1...9$, kohati vajus sond pinnasesse oma raskuse mõjul. [1]

Kiht 5 MÖLLSAVI. Pinnas on varasemate uuringute puurimiste andmetel varvilise tekstuuriga ning koosneb savi ja liivsavi vahelduvatest kihtidest. Pinnas on värvuselt hall ja konsistentsilt voolav. Kihi pealispind on 3,4...5,0 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel -0,4...1,05 meetrit. Kihi paksus on 1,8...3,4 meetrit. Löökpenetreerimisel vajus sond pinnasesse oma raskuse mõjul. [1]

Kiht 6 SAVIMÖLL. Pinnas eraldati penetreerimise katsete alusel välja kui savipinnaste kompleksi tugevam osa. Kihi pealispind esineb 6,4...7,0 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel - 2,6...-1,95 meetrit. Kihi paksus on 6,2...11,0 meetrit. Löökpenetreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks $N_{20SA}=2...32$ (keskmine korrigeeritud löökide arv on 11,1).

Varasemates uuringutes võetud proovide andmetel muutus pinnase looduslik niiskus vahemikus 24,3% kuni 29,5%, olles keskmiselt $W_n=26,4\%$. [1]

Kiht 7 MÖLLINE PEENLIIV. Tihe mölline liiv on välja eraldatud penetratsiooni katsete alusel. Kihi pealispind on 12,6...18,0 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel -13,55...-8,3 meetrit. Kihi paksus on 2,6...6,8 meetrit. Löökpentreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks $N_{20SA} = 22...88$ (keskmine korrigeeritud löökide arv on 23,5). Kiht sisaldab nõrku vahekihte, mille keskmine korrigeeritud löökide arv on 15. [1]

Kiht 8 PEENLIIV. Väga tihe liivakiht on välja eraldatud penetratsiooni katsete alusel. Kihi pealispind on 19,2...22,6 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel -18,2...-14,9 meetrit. Kihi maksimaalne uuritud paksus on 4,8 meetrit. Löökpentreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks $N_{20SA} = 33...169$ (keskmine korrigeeritud löökide arv on 48,5). [1]

3.1.3. Hüdrogeoloogilised tingimused

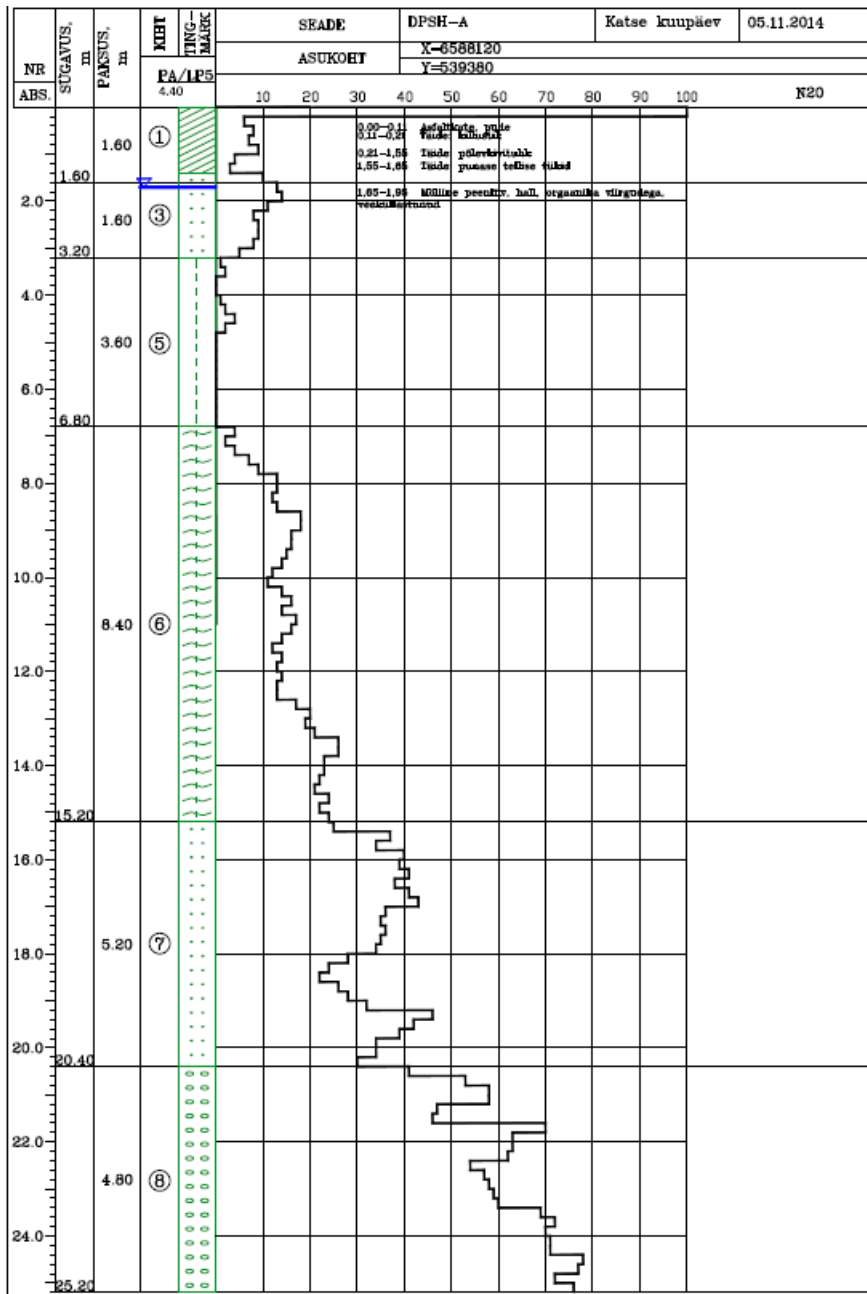
Pinnasevesi esines välitööde ajal (november 2014. a.) krundi piires maapinnast 1,0...1,7 m sügavusel, absoluutkõrgusel 2,35...3,1 m. Varasemate uuringute (mai 1955.a ja 1969.a, detsember 1991.a) ajal on pinnasevesi olnud absoluutkõrgusel 2,05...3,25 meetrit. Vabapinnaline veelade toitub sademetest ning levib möllises peenliivas (kiht 3). Aastal 2014 oktoobris mõõdetud pinnasevee tase on lähedane maksimumtasemele. Vee liikumine toimub üldjuhul vastavalt reljeefi langusele loode (mere) suunas. Krundi ümbruses on rajatud kuivenduskraavid ja sadeveekanalisatsioon, mis mõjutavad lokaalselt pinnasevee liikumist. Siin vee liikumine toimub lääne, loode ja lõuna suunas. Samas lähedal paikneb Mustjõe torustama jõeosa, mis algab ca 500 m kaugusel krundist edela poole. Möllise peenliivakihi all lamav möllsavi (kiht 5) moodustab alal veepideme, seetõttu on savimöllikihi (kiht 6) liivastes vahekihtides ja savimöllikihi all lamavates liivakihtides (kihid 7 ja 8) vesi survealine. Survelise põhjavee survetõus oli 1987.a novembris 4,8 meetrit. Avatud põhjaveelade kuulub kvaternaari Männiku-Pelguranna põhjaveekogumisse ning on looduslikult suhteliselt kaitstud. Aastatel 1988-1990 korraldati antud piirkonnas pinnasevee režiimivaatluseid. Sellel perioodil kõikus pinnaseveetase uuringualal 0,5 meetri ulatuses, saavutades maksimaalse absoluutkõrguse 3,3 meetrit. Põhjavee taseme kõikumine uuringualal ulatus 1,6 meetrini ja survealise vee maksimaalne tase asus absoluutkõrgusel 2,7 meetrit. [1]

3.1.4. Geotehnilised tingimused

Antud geoloogilistes tingimustes on hoone uuringu teostaja soovitanud kasutada vaivundamenti. Geoloogilise lõike ülemises osas esineb küll vähe kokkusurutav mölline peenliiv, kuid kiht on õhuke (kiht 3) ja selle all lamab palju kokkusurutav möllsavi (kiht 5). Madalvundamendi kasutamise viiekordse hoone vundeerimiseks antud tingimustes kaasneksid ulatuslikud deformatsioonid. Kaevetööd oleks raskendatud kõrge pinnasevee tõttu ja dünaamilised ja hüdrodünaamilised mõjutused põhjustaksid möllise pinnase heljundumise. Mölline peenliiv on külmakerkeohtlik pinnas. Vaivundamendi aluseks võib kasutada möllist peenliiva (kiht 7) või peenliiva (kiht 8). Kuna mölline peenliiv sisaldab sporaadiliselt savikamaid ja nõrgemaid vahekihte, on vaia otsa eritakistus kihis määratud nõrgemate vahekihtide järgi. Vaia kandevõime kontrollimiseks on soovitatav teha vaiakatse. [1] Välitööde tulemusena saadud pinnaste normatiivsed väärtused on toodud tabelis 1.3. ning pinnase geoloogiline lõige on toodud skeemil 1.1.

Kihi nr.	Nimetus	Mahukaal	Dreenimata nihketugevus	Sise-hõõrdenurk	Nidusus	Deformatsiooni moodul	Filtratsiooni moodul	Vaia külje eritakistus	Vaia otsa eritakistus
			C_u	φ	C'	E_0	k	q_{sk}	q_{sk}
		kN/m ³	kPa		kPa	MPa	m/ööp	kN/m ²	kN/m ²
1	Täide	18	-	-	-	-	0,001...3	-	-
2	Muld	17	-	-	-	-	0,1...0,5	-	-
3	Mölline peenliiv	20	-	31	0	30	1	25	-
4	Möll	19	15	-	-	1	0,001	7	-
5	Möllsavi	19	10	-	-	1	<0,001	5	-
6	Savimöll	20	-	-	-	7	0,01	15	-
7	Mölline peenliiv	20,5	-	-	-	30	1	45	3 000
8	Peenliiv	21	-	-	-	40	5	60	6 000

Tabel 1.3 Hoone nr. 1 Pinnaste omaduste normatiivsed väärtused [1]



Skeem 1.1 Hoone nr. 1 pinnase geoloogiline lõige [1]

3.2. Arvutused

3.2.1. Hoone omakaalu- ja kasuskoormused

Tabelis 1.4 on koondatud kokku hoone nr. 1 omakaalu- ning kasuskoormused. Esimene veerg tähistab koormuse mõjumispunkti, mis enamasti jäävad telgede ristumiskohtadesse. Teises veerus on alalised normkoormused ning kolmandas veerus on hoone kasuskoormused, kus on arvestatud ka lumekoormuse ning korruste arvust tuleneva vähendusteguriga.

Neljandas veerus on arvutatud kandepiirseisundi koormuskombinatsioon, mis on leitud vastavalt standardile EVS-EN 1990:2002 valemiga 3.1:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [12](3.1)$$

kus $\gamma_{G,j} = 1,2$ – alalise koormuse osavarutegur;

$\gamma_{Q,i} = 1,5$ – muutuvkoormuse osavarutegur;

$G_{k,j}$ – alaline koormus;

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus;

$Q_{k,i}$ – muu muutuv koormus;

$\psi_{0,i}$ – kombinatsioonitegur sõltuvalt muutuvkoormuse liigist,

kus $\psi_{0,lumi} = 0,5$ on võetud ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 8.4.

Korruste arvust tulenev vähendustegur on arvutatud järgmise valemiga:

$$\alpha_n = \frac{[2+(n-2)*\psi_0]}{n} \quad [9](3.2)$$

Kus $n > 2$ on vaadeldavast konstruktsioonist kõrgemal olevate korruste arv ja ψ_0 on koormuskombinatsioonitegur ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 8.4. [9]

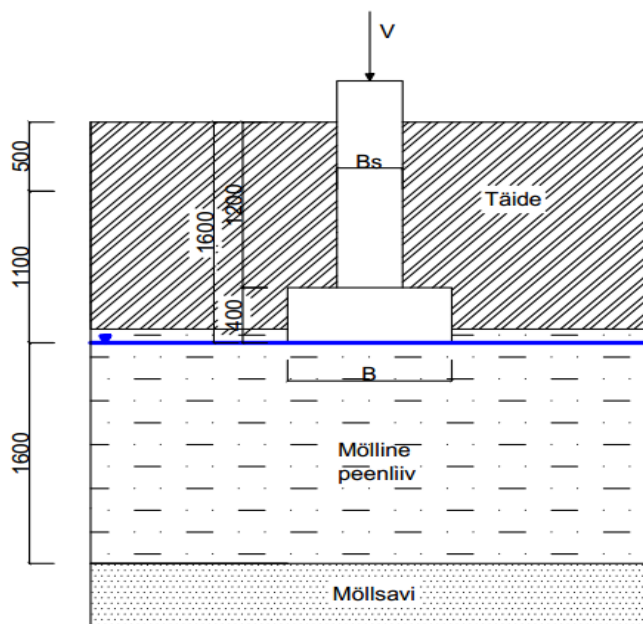
Mõjupunkt	G _k (kN)	Q _k (kN)	V (kN)
1 - A	2025	511	3196
2 - A	1952	508	3104
3 - A	1744	446	2761
4 - A	1603	415	2547
5 - A	1456	381	2319
6 - A	1292	344	2065
7 - A	1098	300	1767
8 - A	762	224	1250
8 - A/B	811	247	1344
1 - B	2080	551	3324
2 - B	2022	543	3241
3 - B	1818	485	2908
4 - B	1638	442	2630
5 - B	1483	407	2390
6 - B	1345	375	2177
7 - B	992	226	1530
8 - B	984	234	1531
3 - B/C	991	240	1550
4 - B/C	2062	515	3247
5 - B/C	1461	415	2376
6 - B/C	1338	387	2186
7 - B/C	1181	351	1943
8 - B/C	890	286	1497
1 - C	2104	553	3354
2 - C	2037	546	3263
3 - C	1826	498	2938
4 - C	1567	445	2547
5 - C	1452	420	2373
6 - C	1347	397	2212
7 - C	1189	361	1968
8 - C	944	309	1596
1 - C/D	1693	550	2856
2 - C/D	1831	763	3341
3 - C/D	578	1337	2699
4 - C/D	2905	1756	6120
5 - C/D	4401	1287	7212
6 - C/D	2796	844	4621
7 - C/D	3328	1037	5550
8 - C/D	3665	1148	6120
1 - D	1741	287	2519

Mõjupunkt	G _k (kN)	Q _k (kN)	V (kN)
2 - D	1857	490	2964
3 - D	1812	488	2906
4 - D	1812	444	2840
5 - D	1466	428	2402
6 - D	1463	444	2421
7 - D	1321	416	2209
8 - D	1122	376	1910
1 - D/E	1368	434	2292
2 - D/E	514	985	2095
4 - D/E	3176	897	5157
5 - D/E	2964	863	4852
6 - D/E	2999	889	4932
7 - D/E	3858	1237	6486
8 - D/E	2427	839	4171
1 - E	1147	316	1850
2 - E	2069	515	3255
3 - E	2619	567	3993
4 - E	3199	459	4528
5 - E	1454	426	2383
6 - E	1517	459	2509
7 - E	1417	446	2369
8 - E	1230	827	2716
6 - E/F	1457	439	2406
7 - E/F	1379	433	2304
8 - E/F	1206	409	2060
5 - F	914	241	1458
6 - F	1422	427	2347
7 - F	1385	433	2311
8 - F	1212	408	2066
1 - G	1187	308	1887
2 - G	2045	501	3206
3 - G	2452	518	3720
4 - G	1996	488	3127
5 - G	1520	377	2389
1 - H	810	220	1302
2 - H	1841	456	2892
3 - H	1693	424	2667
4 - H	1693	386	2611
5 - H	1350	348	2142
KOKKU	136802	41430	226308

Tabel 1.4. Hoone omakaalu- ja kasukoormused

3.2.2. Üksikvundamendi sobivuse arvutus

Järgnev arvutuskäik kontrollib üksikvundamendi sobivust uuritava hoone vundeerimislahendusena. Arvutus on teostatud punktile 4-E, kuna antud punkt on kõige iseloomulikum skeemil 1.1 toodud pinnase läbilõikele. Skeemil 1.2 on ära määratud üksikvundamendi paiknemine pinnases. Sinise joonega on tähistatud vee nivoo, mis asub tallaga samas tasapinnas. Arvutused teostatakse tabelis 1.3 olevate suuruste järgi, mis on määratud hoonele teostatud ehitusgeoloogilise uuringuga.



Skeem 1.2. Hoone nr. 1 üksikvundamendi paiknemine pinnases

Lähteandmed:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{\text{täide}} = 18 \text{ kN/m}^3$, möllise peenliiva mahukaal $\gamma_{\text{liiv}} = 20 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 31^\circ$ ja nidusus $c' = 0 \text{ kPa}$
- Möllsavi mahukaal $\gamma_{\text{savi}} = 19 \text{ kN/m}^3$ ja dreanimata nihketugevus $c_u = 10 \text{ kPa}$
- Tabelist 1.4 punkti 4-E alaline normkoormus: $G_k = 3199 \text{ kN}$, ajutine normkoormus $Q_k = 459 \text{ kN}$
- Muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$
- Alalise koormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$

Lahendus:

- a) Arvutuskooormus on arvatud valemiga 3.1 ning võetud tabelist 1.4 vastavalt koormuse mõjupunktile 4-E:

$$V = 4528 \text{ kN}$$

- b) Sisehõordenurgale $\varphi = 31^\circ$ vastavad kandevõimetegurid leiame Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 9.19 [9]

$$N_\gamma = 23,59, N_q = 20,63 \text{ ja } N_c = 32,67$$

- c) Talla kuju arvestavad tegurid on arvatud järgmiste avaldistega

$$B = L = 1$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B}{L} = 0,7 \quad [13] (3.3)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} * \sin(\varphi) = 1,52 \quad [13] (3.4)$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1,54 \quad [13] (3.5)$$

- d) Arvutan pinnasurve talla tasandis

$$q = d * \gamma_{täide} = 1,6 * 18 = 28,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.6)$$

- e) Leian vundamendi keskmise süvise ning tegurid vundamendi talla laiuse arvutuseks

$$d_k = d + \frac{a}{2} = 1,6 + \frac{0,6}{2} = 1,9 \text{ m} \quad [9] (3.7)$$

$$a_1 = \frac{0,5 * \gamma_{liiv} * N_{\gamma} * s_{\gamma}}{\gamma_Q} = \frac{0,5 * (20 - 9,81) * 23,59 * 0,7}{1,5} = 56,1 \frac{kN}{m^3} \quad [9] (3.8)$$

$$a_2 = \frac{(q * N_q * s_q + c * N_c * s_c)}{\gamma_Q} - d_k * \gamma_k * \gamma_G = \frac{(28,8 * 20,63 * 1,51 + 0 * 32,67 * 1,54)}{1,5} - 1,9 * 22 * 1,2 = 549,9 \frac{kN}{m^2} \quad [9] (3.9)$$

f) Valime talla laiukses esialgu $B=1m$ ja kasutame iteratsiooniks valemit 3.10:

$$B_1 = \sqrt{\frac{V}{a_2}} = \sqrt{\frac{4528}{549,94}} = 2,87 m \quad [2] (3.10)$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{V}{a_1 * B_1 + a_2}} = \sqrt{\frac{4528}{56,09 * 2,87 + 549,94}} = 2,52 m \quad [2] (3.11)$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{V}{a_1 * B_2 + a_2}} = \sqrt{\frac{4528}{56,09 * 2,52 + 549,94}} = 2,56 m \quad [2] (3.12)$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{V}{a_1 * B_3 + a_2}} = \sqrt{\frac{4528}{56,09 * 2,56 + 549,94}} = 2,56 m \quad [2] (3.13)$$

Valin taldmiku laiukses $B=2,6 m$

g) Täpsustan vundamendi kaalu võttes taldmiku kõrguseks $h_t = 0,4 m$

$$G_{tald} = B^2 * h_t * G_{betoon} = 2,6^2 * 0,4 * 25 = 67,6 kN \quad (3.14)$$

h) Arvutan koormuse pinnasest võttes tallale toetuva posti laiukses $B_s = 0,4 m$

$$G_{pinnas} = (B^2 * 1,2 - B_s^2 * 1,2) * \gamma_k = (2,6^2 * 1,2 - 0,4^2 * 1,2) * 22 = 174,24 kN \quad (3.15)$$

i) Arvutan vertikaalkoormuse arvutusväärtuse

$$V_d = (G_{tald} + G_{pinnas}) * \gamma_G + V = (67,6 + 174,24) * 1,2 + 4528,35 = 4819 kN \quad (3.16)$$

a) Kontrollin vundamendi kandevõimet

$$R_d = B^2 * \frac{(0,5*B*\gamma_{liiv}*N_\gamma*S_\gamma + q*N_q*S_q + c*N_c*S_c)}{\gamma_r} =$$

$$2,6^2 * \frac{(0,5*2,6*(20-9,81)*23,59*0,7+28,8*20,63*1,52+0*32,67*1,54)}{1,5} = 5042,50 \text{ kN} \quad [9] \quad (3.17)$$

Kandevõime on tagatud, kuna on täidetud tingimus $R_d > V_d$

Üksikvundamendi nõrga kihi kontroll

Andmed:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 18 \text{ kN/m}^3$, möllise peenliiva mahukaal $\gamma_{liiv} = 20 \text{ kN/m}^3$
- vundamendi ja selle tallale jääva pinnase keskmine mahukaal $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$
- $B=L=2,6 \text{ m}$
- Möllise peenliiva sisehõordenurk $\varphi=31^\circ$ ja nidusus $c'=0 \text{ kPa}$
- Vundamendi rajamissügavus $d=1600 \text{ mm}$, vundamendi alla jääva möllise peenliiva kihi kõrgus $h=1600 \text{ mm}$
- Möllsavi mahukaal $\gamma_{savi} = 19 \text{ kN/m}^3$ ja dreanimata nihketugevus $c_u = 10 \text{ kPa}$
- Muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$
- Alalise koormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$
- Konstruktori käsiraamatust jooniselt 9.14. leian lõiketeguri $K_s = 1,9$

a) Arvutan pinnase omakaalust tuleneva efektiivpinge talla tasandis

$$q = d * \gamma_k + h * \gamma_{liiv} = 1,6 * 22 + 1,6 * (20 - 9,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}) = 51,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.18)$$

b) Arvutan kandevõime juhul kui vundament asuks alumisel kihil valemiga 3.19

$$R_2 = \frac{B^2 * ((2+\pi)*c_u*S_c + q)}{\gamma_r} = \frac{2,6^2 * ((2+3,14)*10*1,54 + 51,5)}{\gamma_r} = 510,17 \text{ kN} \quad [9] \quad (3.19)$$

c) Nõrga pinna kandevõime arvutamiseks kasutan valemite 3.20.

$$R_{dn} = R_2 + \frac{h \cdot (B+L) \cdot (1,5 \cdot c_1 + (h \cdot \gamma_{liiv} + 2 \cdot \gamma_k \cdot d) \cdot K_s \cdot \tan(\varphi))}{\gamma_r} - h \cdot B \cdot L \cdot \gamma_{liiv} \cdot \gamma_G = 598,8 +$$

$$\frac{1,6 \cdot (2,6 + 2,6) \cdot (1,5 \cdot 0 + (1,6 \cdot (20 - 9,81 \frac{kN}{m^3}) + 2 \cdot 22 \cdot 1,6) \cdot 1,9 \cdot \tan(31))}{\gamma_r} - 1,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot (20 - 9,81 \frac{kN}{m^3}) \cdot$$

$$1,2 = 926,94 \text{ kN} \quad [9] \quad (3.20)$$

Kandevõime ei ole tagatud, kuna $R_{dn} < V_d$

d) Leian uue taldmiku suuruse, leides esmalt valemiga 3.21 uue taldmiku pindala

$$A = \frac{V_d}{q_u - d_k \cdot \gamma_k} = \frac{4819}{150 - (1,6 + 1,6) \cdot 22} = 60,54 \text{ m}^2 \quad [2] \quad (3.21)$$

e) Kuna taldmik on ruudukujuline, saan uue taldmiku külje pikkuse leida valemiga 3.22

$$B = L = \sqrt{A} = \sqrt{60,54} = 7,78 \text{ m} \approx 7,8 \text{ m} \quad (3.22)$$

f) Arvutan pinnase omakaalust tulenev efektiivpinge talla tasandis valemiga 3.18

$$q = 1,6 \cdot 22 + 1,6 \cdot (20 - 9,81) = 51,50 \frac{kN}{m^2}$$

g) Vundamendi kandevõime juhul kui vundament asuks alumisel kihil leiame valemiga 3.19

$$R_2 = \frac{7,8^2 \cdot ((2 + 3,14) \cdot 10 \cdot 1,2 + 51,5)}{1,5} = 4591,52 \text{ kN}$$

h) Nõrga pinna kandevõime arvutan valemiga 3.20

$$R_{dn} = 4591,52 + \frac{1,6*(7,8+7,8)*(1,5*0+(1,6*(20-9,81\frac{kN}{m^3})+2*22*1,6)*1,9*\tan(31))}{\gamma_r} - 1,6 * 7,8 * 7,8 * \\ (20 - 9,81\frac{kN}{m^3}) * 1,2 = 5048 kN$$

Kandevõime on tagatud, kuna $R_{dn} = 5048,30 kN > V_d = 4819,43 kN$

3.2.3. Üksikvundamendi vajumi arvutus

Üksikvundamendi vajumi arvutamisel on kasutatud summeerimismeetodit. Tabelis 1.5. on arvatud hoone nr. 1 üksikvundamendi vajum. Kõik arvutustel vajaminevad pinnaste normatiivsed väärtused on saadud tabelist 1.3. Tabeli 1.5. esimene veerg tähistab vaadeldava kihi paksust, teine veerg vundamendi suhtelist sügavust, kolmas veerg sügavust talla tasapinnast ning neljas veerg rõhujaotustegurit, mille suuruse leiab Ehituskonstruktori käsiraamatu jooniselt 9.16. olenevalt vaadeldava punkti suhtelisest sügavusest $m=2z/B$ ja talla külgede suhtest $n=L/B$. Efektiivpinge pinnase omakaalust sügavusel z ($\delta_{g,z}$), saadakse vundamendi süvise ning pinnase mahukaalu korrutamisel. Efektiivpinge vundamendist tulenevast koormusest sügavusel z saadakse rõhujaotusteguri α ja tihendava pinge talla tasandis (q_t) omavahelisel korrutamisel. Viimases veerus olev tähis s tähistab vundamendi vajumist meetrites, mis arvutatakse valemiga $s_i = \frac{\delta_{p,z,i} \cdot \Delta h_i}{E_i}$, kus $\delta_{p,z,i}$ on keskmine pinge elementaarkihis, Δh_i on kihi paksus ja E_i on kihi i deformatsioonimoodul. [2]

Lahendus:

- a) Arvutan vertikaalkoormuse arvutusväärtuse valemiga 3.16, võttes Muutuvkoormuse osavaruteguriks $\gamma_Q = 1,0$ ja alalise koormuse osavaruteguriks $\gamma_G = 1,0$ [13]

$$V_d = (67,6 + 174,24 + 3199) \cdot 1,0 + (459 \cdot 1,0) = 3899,84 \text{ kN}$$

- b) Arvutan surve talla tasapinnas valemiga 3.23

$$q = \frac{V_d}{B} = \frac{3899,84}{7,8} = 499,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad [2] \quad (3.23)$$

- c) Leian tihendava pinge talla tasandis valemiga 3.24

$$q_t = q - (\gamma_{täide} \cdot d) = 499,98 - (18 \cdot 1,6) = 471,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad [2] \quad (3.24)$$

d) Arvutan taldmiku pindala valemiga 3.25

$$A = B * L = 7,8 * 7,8 = 60,84 \text{ m}^2 \quad (3.25)$$

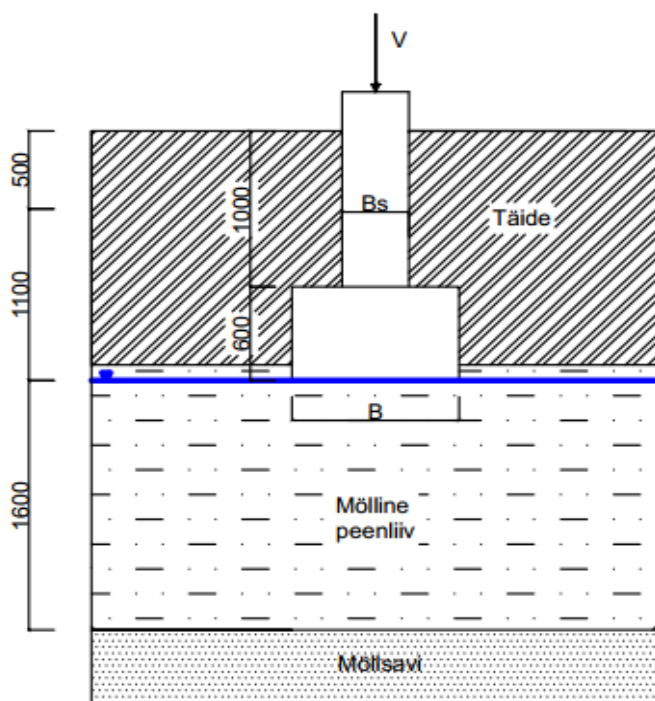
Kihi paksus	m (m)	z (m)	α	$\delta.pz$ (kpa)	$\delta.gz$ (kpa)	$0,2 * \delta.gz$ (kpa)	s (m)
1,6	0	0	1	471,18	60,8	12,16	
0,4	0,10	0,4	0,99	466,47	64,876	12,98	0,0063
0,4	0,21	0,8	0,99	466,47	68,952	13,79	0,0062
0,4	0,31	1,2	0,98	461,76	73,028	14,61	0,0062
0,4	0,41	1,6	0,94	442,91	77,104	15,42	0,0060
0,4	0,51	2	0,91	428,77	80,78	16,16	0,01743
0,4	0,62	2,4	0,85	400,50	84,456	16,89	0,01659
0,4	0,72	2,8	0,79	372,23	88,132	17,63	0,01545
0,4	0,82	3,2	0,75	353,38	91,808	18,36	0,01451
0,4	0,92	3,6	0,7	329,83	95,484	19,10	0,01366
0,4	1,03	4	0,63	296,84	99,16	19,83	0,01253
0,5	1,15	4,5	0,57	268,572	103,755	20,75	0,01414
0,5	1,28	5	0,52	245,01	108,35	21,67	0,01284
0,2	1,33	5,2	0,5	235,59	110,188	22,04	0,0481
0,5	1,46	5,7	0,44	207,32	115,283	23,06	0,0158
1	1,72	6,7	0,36	169,625	125,473	25,09	0,0269
3,45	2,60	10,15	0,19	89,52	160,6285	32,13	0,0639
3,45	3,49	13,6	0,11	51,83	195,784	39,16	0,0348
Kokku vajum							1,39 m

Tabel 1.5. Hoone nr.1 üksikvundamendi vajumite arvutus summerimismeetodiga

Tabel 1.5. põhjal selgub, et hoone rajamisel üksikvundamendile kaasneksid suured vajumid. Seega ei ole mõistlik rajada hoonet üksikvundamendile.

3.2.4. Plaatvundamendi sobivuse arvutus

Järgnevate arvutustega kontrollitakse plaatvundamendi sobivust uuritava hoone vundeerimislahendusena. Arvutus on teostatud lihtsustatud meetodil nii, et kõik tabelis 1.4. olevad koormused on koondatud ühte punkti ning kontrollitud skeemil 1.1. toodud pinnase läbilõikele. Skeemil 1.3 on ära määratud plaatvundamendi paiknemine pinnases. Sinise joonega on tähistatud vee nivoo, mis asub tallaga samas tasapinnas. Arvutused teostatakse tabelis 1.3 olevate normväärtuste järgi, mis on määratud hoonele teostatud ehitusgeoloogilise uuringuga.



Skeem 1.3. Hoone nr. 1 plaatvundamendi paiknemine pinnases

Lähteandmed:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{\text{täide}} = 18 \text{ kN/m}^3$, möllise peenliiva mahukaal $\gamma_{\text{liiv}} = 20 \text{ kN/m}^3$
- Möllise peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 31^\circ$ ja nidusus $c' = 0 \text{ kPa}$
- Möllsavi mahukaal $\gamma_{\text{savi}} = 19 \text{ kN/m}^3$ ja dreanimata nihketugevus $c_u = 10 \text{ kPa}$

- Tabelist 1.4 alaline normkoormus kokku: $G_k = 136802$ kN, ajutine normkoormus kokku $Q_k = 41430$ kN
- Muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$
- Alalise koormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$

Lahendus

- a) Arvutuskoormus on arvutatud valemiga 3.1 ning alalise normkoormuse ning ajutise normkoormuse väärtused koos lumekoormusega, on võetud tabelist 1.4.

$$V = 1,2 * 136802 + 1,5 * 41430 = 226310 \text{ kN}$$

- a) Sisehõõrdenurgale $\varphi = 31^\circ$ vastavad kandevõimetegurid leiame Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 9.19 [9]

$$N_\gamma = 23,59, N_q = 20,63 \text{ ja } N_c = 32,67$$

- a) Talla kuju arvestavad tegurid on leitud avaldistega 3.3., 3.4., 3.5.

$$B = 40\text{m} \quad L = 45\text{m}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B}{L} = 0,73$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} * \sin(\varphi) = 1,46$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1,48$$

- b) Arvutan pinnasurve talla tasandis valem 3.6 järgi

$$q = 1,6 * 18 = 28,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- c) Leian vundamendi keskmise süvise valem 3.7. järgi

$$d_k = 1,6 + \frac{0,5}{2} = 1,85m$$

d) Täpsustan vundamendi kaalu valem 3.14 järgi, võttes taldmiku kõrguseks $h_t = 0,6 m$

$$G_{betoon} = 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$G_{tald} = 40 * 45 * 0,6 * 25 = 27000 kN$$

e) Arvutan pinnasest tuleneva koormuse

$$G_{pinnas} = (B * L * d) * \gamma_{täide} = (40 * 45 * 1,6) * 18 = 51840 kN \quad (3.26)$$

f) Arvutan vertikaalkoormuse arvutusväärtuse valemi 3.16 järgi

$$V_d = (27000 + 51840) * 1,2 + 226310 = 272840 kN$$

a) Kontrollin vundamendi kandevõimet valemi 3.17 järgi

$$R_d = 40 * 45 * \frac{(0,5*40*(20-9,81)*23,59*0,73+28,8*20,63*1,46+0*32,67*1,48)}{1,5} = 519120 kN$$

Kandevõime on tagatud, kuna on täidetud tingimus $R_d > V_d$

Plaatvundamendi nõrga kihi kontroll

Andmed:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{täide} = 18 kN/m^3$, möllise peenliiva mahukaal $\gamma_{liiv} = 20kN/m^3$
- vundamendi ja selle tallale jääva pinnase keskmine mahukaal $\gamma_k = 22kN/m^3$
- $B=L=2,6m$
- Möllise peenliiva sisehõordenurk $\varphi=31^\circ$ ja nidusus $c'=0 kPa$

- Vundamendi rajamissügavus $d=1600$ mm, vundamendi alla jääva möllise peenliiva kihi kõrgus $h=1600$ mm
- Möllsavi mahukaal $\gamma_{\text{savi}} = 19$ kN/m³ ja dreanimata nihketugevus $c_u = 10$ kPa
- Muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$
- Alalise koormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$
- Konstruktori käsiraamatust jooniselt 9.14. leian lõiketeguri $K_s = 1,9$

a) Pinnase omakaalust tulenev efektiivpinge talle tasandis valem 3.18 järgi

$$q = 1,6 * 18 + 1,6 * (20 - 9,81) = 45,10 \frac{kN}{m^2}$$

b) Arvutan kandevõime juhul kui vundament asuks alumisel kihil valemi 3.19 järgi

$$R_2 = \frac{40 * 45 * ((2 + 3,14) * 10 * 1,78 + 44,8)}{1,5} = 126790 \text{ kN}$$

c) Kontrollin nõrga pinna kandevõimet valemi 3.20 järgi

$$R_{dn} = 1,26 * 10^5 + \frac{1,6 * (40 + 45) * (1,5 * 0 + (1,6 * (20 - 9,81 \frac{kN}{m^3}) + 2 * 22 * 1,6) * 1,9 * \tan(31))}{\gamma_Q} - 1,6 * 40 * 45 * (20 - 9,81 \frac{kN}{m^3}) * 1,2 = 100620 \text{ kN}$$

Kandevõime ei ole tagatud, kuna $R_{dn} < V_d$

Arvestades nõrga pinna kandevõimet ning vundamendile mõjuvat koormust, läheksid kandevõime tagamisel vundamendi mõõtmed liialt suureks ja see lahendus muutuks majanduslikult ebaotstarbekaks. Seega välistatakse hoone rajamise plaatvundamendile.

3.3. Hoone nr. 1 geotehnilistest uuringutest ja vaiade kandevõimest

Hoone nr. 1 geotehnilises uuringus on antud selge soovitus rajada hoone vaivundamendile, kuna madalvundamendi puhul tekivad ulatuslikud vajumid. [1] Samas pole aga välja toodud, mis on madalvundamendi ulatuslikuks vajumiks ning antud vundamendi vajumit pole ka arvuliselt prognoositud.

Pinnase mehaanilised omadused on uuringus väidetavalt määratud löökpenetratsiooni alusel. [1] Samas ei ole aga aruandes näidatud, kuidas ja milliste korrelatsioonide alusel on toodud normnäitajad saadud. Jääb selgusetuks, kas toodud parameetrite arväärtused on ikka katseandmetele põhinevad suurused või uuringu autorite subjektiivsed hinnangud.

Projekteerimisel on lähtutud soovitusest rajada hoone vaivundamendile. Vaiade pikkuseks on valitud 22m nii, et koormuseks vaiale tuleks 1000 kN pinnasekihtide erikülghõõrde ning põhja erivastupanu väärtustest. Samas aga pole selgitatud, kas see on arvutuslik või normatiivne koormus.

Antud hoone ehitusplatsil on teostatud vaia staatilised proovikoormamised. Hoone vaiadeks on Fundex tehnoloogiaga valmistatud vaiad tüve läbimõõduga 350 mm ja otsaku läbimõõduga 450 mm. Lähtudes vaia süvistamisel vastupanust, valmistati vaiad pikkusega 15 kuni 15,5 m, kuna edasine süvistamine vaia kandevõime seisukohast polnud enam otstarbekas.

Vaiade katsetamiseks kasutati metallraamile asetatud raskusi, kus raskuste ja raami kogukaal oli kokku 130 tonni. Selline koormus võimaldas vaia koormata maksimaalse jõuga 1200 kN, kuid koormuse valikut pole uuringus täpsemalt põhjendatud.[6] Seega ei saa täpselt öelda, kas taheti kontrollida vaia eelpool mainitud koormuse paikapidavust või polnud objektile rohkem koormusi, millega vaia koormata.

Vaiakatsetus näitas, et koormuse 1200 kN juures vaia piirkoormust ei saavutatud. Koormusevajumi graafikult võib välja lugeda, et vaia piirkoormus on oluliselt suurem. Seega jäi vaia tegelik piirkandevõime välja selgitamata, kuna piirkandevõime saavutatakse väga suure vajumi juures.

3.3.1. Vaia arvutuslik kandevõime

Järgnevate arvutustega kontrollitakse uuritava hoone vaia kandevõimet. Vaia normkandevõimed koos arvutuslike kandevõimetega on toodud iga profiili kohta eraldi tabelis 1.6. Vaia külje eritakistus on läbi kihtide erinev ning vai süvistatakse vähemalt 1 m jagu möllisesse peenliiva. Vaia kandevõimet kontrollitakse ühe raskemini koormatud posti all. Pinnasekihtide normväärtused on võetud tabelist 1.3.

Lähteandmed:

- Fundex tehnoloogiaga valmistatud kohtvaiad 350/450 mm
- Vaia külje eritakistus möllises peenliivas $q_{si} = 25 \text{ kN/m}^2$, möllis $q_{si} = 7 \text{ kN/m}^2$, möllsavis $q_{si} = 5 \text{ kN/m}^2$, savimöllis $q_{si} = 15 \text{ kN/m}^2$, alumises möllises peenliivas $q_{si} = 45 \text{ kN/m}^2$
- Vaia otsa eritakistus möllises peenliivas $q_b = 3000 \text{ kN/m}^2$
- Vaia pikkus keskmiselt $h_i = 15,5 \text{ m}$ ja vai on süvistatud möllise peenliiva kihti vähemalt 1m

Lahendus

- a) Leian vaia ümbermõõdu valemiga 3.27

$$O_p = \pi * d = 3,14 * 0,35 = 1,09 \text{ m} \quad (3.27)$$

- b) Arvutan vaia otsa ristlõikepindala

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{3,14 * 0,45^2}{4} = 0,159 \text{ m}^2 \quad (3.28)$$

- c) Teostan vaia normkandevõime arvutuse valemiga 3.29 ning toon 6 erinevate geoloogilise uuringu punktide andmete alusel tulemused välja tabelis 1.6. Samuti

arvutan ka vaia arvutusliku kandevõime iga profiili kohta valemiga 2.2. ($R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$),
võttes $\gamma_t = 1,4$.

Valem 3.29 vaia normkandevõime arvutamiseks:

$$R_{ck} = q_b * A + O_p * \sum_{i=1}^{i=n} q_{si} * h_i$$

[9] (3.29)

	R _{ck} (kN)	R _{cd} (kN)
1.profiil	754	538
2.profiil	741	529
3.profiil	775	553
4.profiil	752	537
5.profiil	791	565
6.profiil	793	566

Tabel 1.6. Hoone nr. 1 vaiade norm- ja arvutuslikud kandevõimed profiilide järgi

Vastavalt hoone nr.1 vaiakatse aruandes toodud infole, tuleks vaia normkandevõime leidmisel lähtuda maksimumkoormusest 1200 kN, kuna vaia koormamisel sellise koormusega, vaia piirkandevõimet ei saavutatud. [6]

d) Vaia arvutuslik kandevõime valem 2.2 järgi

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t} = \frac{1200}{1,2} = 1000 \text{ kN}$$

e) Arvutan vaia omakaalu

$$G = A * 1,6 * G_{betoon} + A * 13,9 * (G_{betoon} - 9,81) = 0,126 * 1,6 * 25 + 0,126 * 13,9 * 15 = 31,23 \text{ kN} \quad (3.30)$$

f) Vaiale mõjuv koormus ühe raskemini koormatud posti all

$$V_{max} = \frac{V}{n_1} = \frac{4528}{5} = 905,6 \text{ kN} \quad (3.31)$$

kus n_1 - vaiade arv mõjuva koormuse punkti all

$$V_{max} + G = 905,6 + 31,2 = 936,8 \text{ kN} \quad (3.32)$$

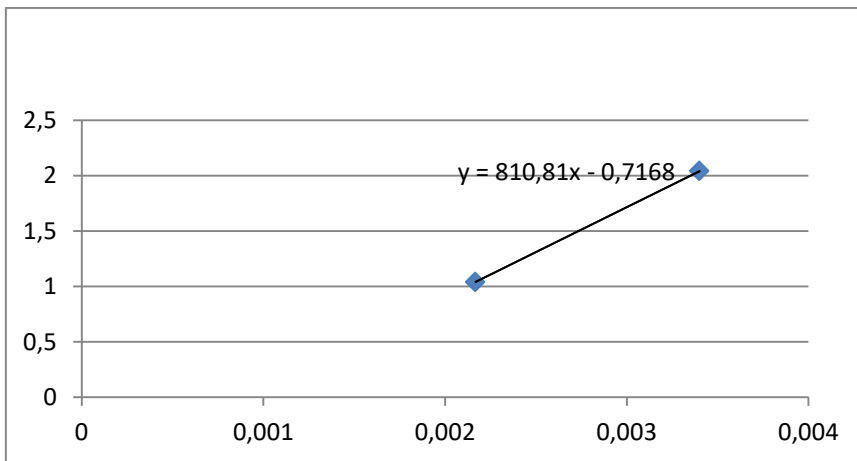
$$V_{max} + G = 936,8 \text{ kN} < R_{cd} = 1000 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud.

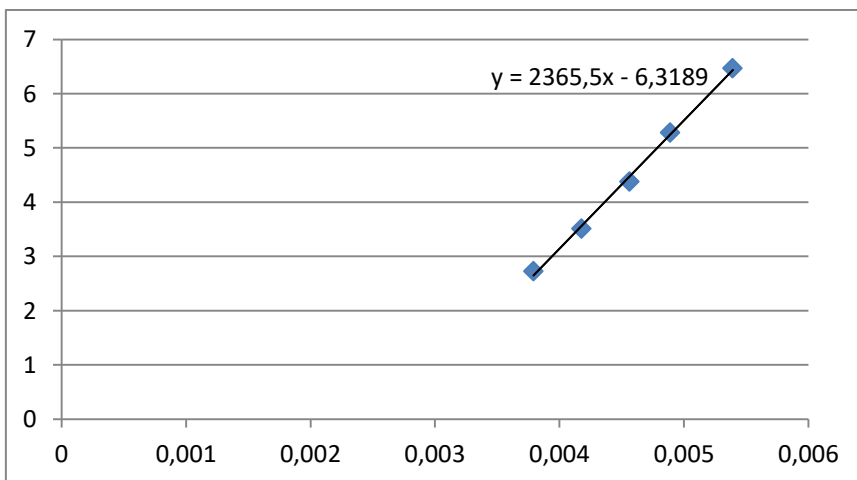
3.4. Hoone nr. 1 vaiakatsete andmete töötlus Chini meetodiga

Hoone nr. 1 vaiadele teostati 3 staatilise koormusega vaia katsetust, mille tulemused on toodud antud hoone vaiakatse aruandes. [6]

Vai nr. 1 puhul on kasutatud väikeste koormuste puhul 3 ja 4 koormusastet, kuna esimese kahe koormusastme andmeid ei saa töötlusel kasutada. Graafikult 1.1. näeme, et vaia küljega võetakse vastu 811 kN ning graafikult 1.2. saame, et piirkandevõimeks kokku on vaial 2365 kN. Vaia põhjaga võetakse seega vastu $2365 - 811 = 1554$ kN. Erikülghõõre $\frac{811}{(15,5 * 0,35 * \pi)} = 47,6$ kPa ja põhja erivastupanu $\frac{1544 * 4}{(0,45^2 * \pi)} = 9771$ kPa.



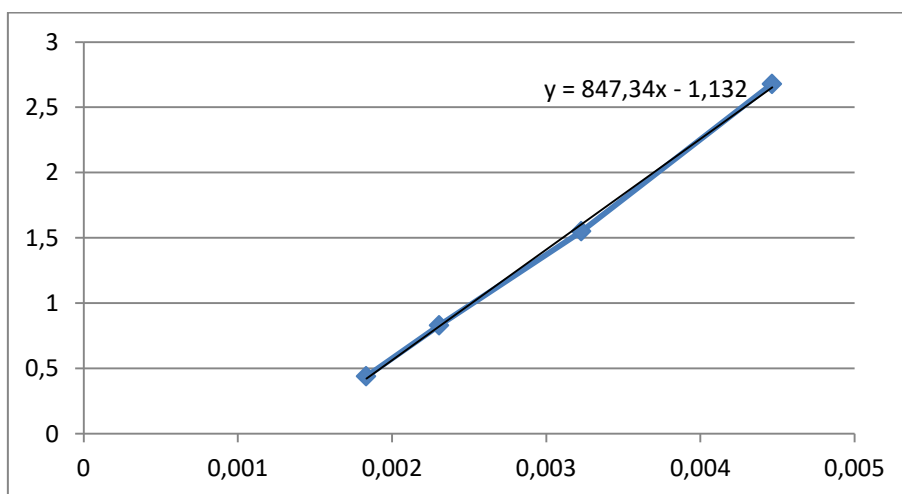
Graafik 1.1. Vaia nr.1 külghõõrde graafik



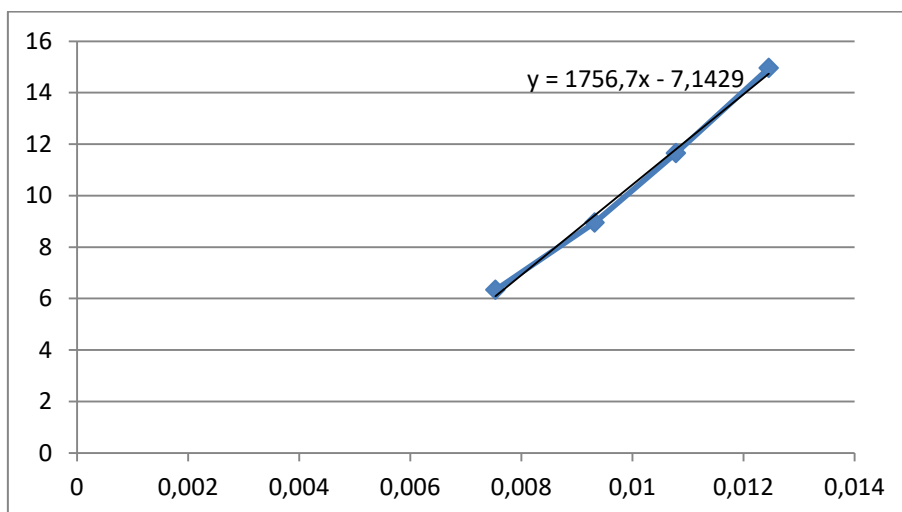
Graafik 1.2. Vaia nr 1. Piirkandevõime graafik

Vai nr. 2 puhul on väikeste koormuste korral kasutatud 4 esimese koormusastme andmeid ja suuremate koormuste puhul viimast 4 koormusastet. Graafik 1.3. näitab, et vaia küljega võetakse vastu 847 kN ning graafikult 1.4. selgub, et vaia piirkandevõime kokku on 1757 kN.

Vaia põhjaga võetakse seega vastu $1757-847=910$ kN. Erikülghõõre $\frac{847}{(15,5*0,35*\pi)} = 49,7$ kPa ja põhja erivastupanu $\frac{910*4}{(0,45^2*\pi)} = 5718$ kPa.

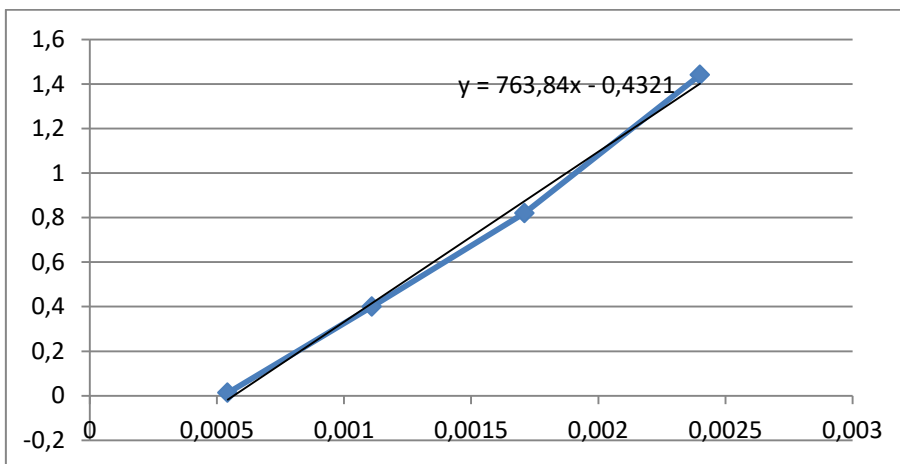


Graafik 1.3. Vaia nr.2 külghõõrde graafik

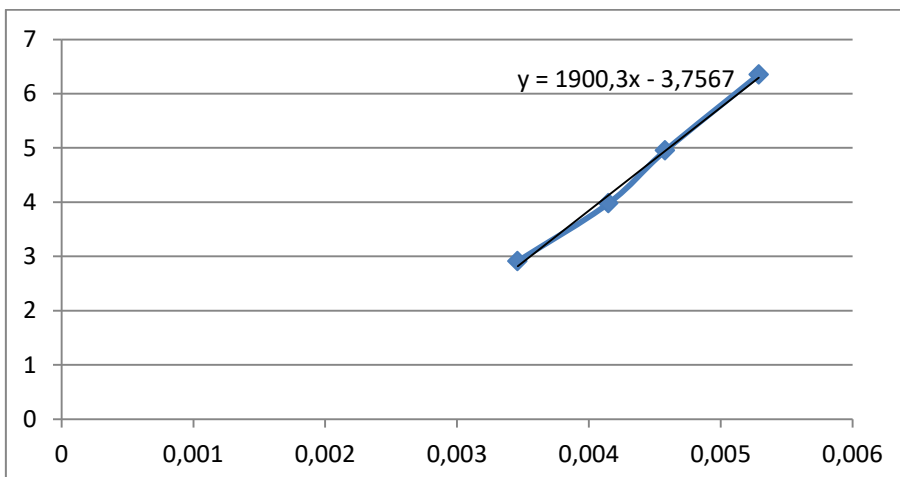


Graafik 1.4. Vaia nr 2. Piirkandevõime graafik

Vai nr. 3 väikeste koormuste puhul on kasutatud 4 esimese koormusastme andmeid ja suuremate koormuste puhul 4 viimast koormusastet. Graafikult 1.5. selgub, et vaia küljega võetakse vastu 764 kN ning graafik 1.6. näitab, et vaia piirkandevõimeks kokku on 1900 kN. Vaia põhjaga võetakse seega vastu $1900 - 764 = 1136$ kN. Erikülghõõre $\frac{764}{(15,5 * 0,35 * \pi)} = 44,9$ kPa ja põhja erivastupanu $\frac{1136 * 4}{(0,45^2 * \pi)} = 7148$ kPa.



Graafik 1.5. Vaia nr.3 külghõõrde graafik



Graafik 1.6. Vaia nr 3 piirkandevõime graafik

Piirkoormuse leidmisel vai nr. 2 andmeid kasutada ei saa, kuna selle valmistamisel oli otsak manteloru külge kinni jäänud ja tõusis betoneerimise ajal üles ning seepärast pressiti ta üle. Otsaku kerkimine põhjustas kindlasti põhja all pinnase kobestumist ning see omakorda rikkus

pinnase struktuuri. Seepärast on antud vaia vajum oluliselt suurem kui 1. ja 3. vaial ning põhja erivastupanu oluliselt väiksem kui teistel katsetatud vaiadel.

Vaia normkandevõime valemi 2.1 järgi ning parandustegurid ξ_1 ja ξ_2 leian tabelist 1.1. vastavalt katsetatud vaiade arvule

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{2133}{1,3}; \frac{1900}{1,2} \right\} = \text{Min}(1641; 1583) = 1583 \text{ kN}$$

Saadud tulemused näitavad, et projekteeritud 22 meetri pikkuste vaiade asemel saab kasutada 15,5 m pikkuseid vaiu, mille normkandevõime on vaiakatses esitatud 1000 kN asemel 1583 kN.

Arvestades löökpenetratsiooni katsega leitud pinnasekihi paksusi ja tabelis 1.3. toodud normväärtusi, on leitud 15,5m pikkuse vaia normkandevõime. Tabelis 1.6. kuue erineva profiili puhul oli keskmine tuletatud väärtus 709 kN ning minimaalseks väärtuseks 679 kN. Vaia põhi toetus kõigil juhtudel möllise peenliiva kihile (kiht 7).

Lühema vaia normkandevõime leian löökpenetratsiooni katse alusel valemi 2.2 järgi ning osavarutegurid ξ_1 ja ξ_2 leian Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 9.33. vastavalt katseprofiilide arvule.

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{768}{1,38}; \frac{741}{1,25} \right\} = \text{Min}(556; 593) = 556 \text{ kN}$$

See on $\frac{1583}{556} = 2,85$ korda väiksem vaiakatse analüüsimisel saadud tulemustest

Seda võib pidada selgeks näiteks löökpenetratsiooniga määratud pinnaseomaduste vähesest usaldusväärsusest. Samuti on tegu ka hea näitega sellest, kus geotehnilise uuringu maht pole selgelt määratletud ning uuringu tegija saab ise otsustada selle sisu ja mahu. Seetõttu ei ole esikohal enam mitte usaldusväärsete andmete hankimine ökonoomse ehitise kavandamiseks, vaid võimalikult soodne uuringu maksumus, et olla hankel odavam ning saada töö endale.

3.5. Majanduslik tasuvus

Hoonele projekteeritud vaiade kandevõimet antud geoloogilise uuringu järgi on selgelt alahinnatud. Allpool välja toodud hinnavõrdluse tabelis 1.7 on võrreldud omavahel projekteeritud 22 meetriste vaiadega lahendust ning vaiakatse tulemuste põhjal koostatud varianti, mis näeb ette 15,5 meetri pikkuseid vaiu. Fundex tehnoloogia vaia 350/450mm hinnaks on arvestatud 57 eurot jooksva meetri kohta ning betooni maksumuseks 400 eurot kuupmeeter.

Lahendus lähtudes geoloogilisest uuringust					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
22m pikkused vaiad, Fundex 350/450mm	267	tk	1254	334818	57 eur/jm
Rostvärgi betoon	457,4	m ³	400	182960	400 eur/m ³
			KOKKU:	517 768,00 €	
Vaiakatse tulemuste alusel					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
15,5m pikkused vaiad, d=350/450 mm	267	tk	883,5	235894,5	57 eur/jm
Rostvärgi betoon	457,4	m ³	400	182960	400 eur/m ³
			KOKKU:	418 854,50 €	
			VAHE:	98 923,50 €	

Tabel. 1.7. Hinnavõrdlus geoloogilise uuringu ja vaiakatsete tulemuste alusel

Antud hinnakalkulatsiooni tabelist on selgelt näha, et ainuüksi tänu teostatud vaiakatsetusele, võitis peatöövõtja või ehitaja ca 98 000 eurot. See on selge näide, kui palju erinevad uuringu tulemuste ja katsetulemuste suurused tegelikust olukorrast. Geoloogilisest uuringust lähtudes teostatud vundeerimislahenduse plaan on toodud LISAS 1 (1. joonis).

Järgnevas hinnakalkulatsiooni tabelis 1.8. on võrreldud omavahel vaiakatse suuruse järgi teostatud lahenduse maksumust ning Chini'i meetodi põhjal välja pakutud lahendust. Ehk siis lahendust, mis oleks teostatud siis, kui vaiade kandevõimeid oleks hinnatud Chin'i meetodiga, saades vaiade reaalse piirkandevõime, mitte vaid vaiale lubatava koormuse väärtuse.

Vaiakatse tulemuste alusel					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
15,5m pikkused vaiad, d=350/450 mm	267	tk	883,5	235894,5	57 eur/jm
Rostvärgi betoon	457,4	m3	400	182960	400 eur/m3
			KOKKU:	418 854,50 €	
Chini'i meetodi järgi					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
15,5m pikkused vaiad, d=350/450mm	162	tk	883,5	143127	57 eur/jm
Rostvärgi betoon	292	m3	400	116800	400 eur/m3
			KOKKU:	259 927,00 €	
			VAHE:	158 927,50 €	

Tabel 1.8. Hinnavõrdlus vaiakatsete tulemuse ja Chini'i meetodi alusel

Tabelist 1.8 selgub, et selge vaialahenduse üledimensioneerimine on ehitajale/tellijale maksma läinud hinnanguliselt 158 000 eurot. Seda summat võib pidada vaiakatse ebakorrektselt teostamisest iseloomustavaks rahaliseks vääringuks. Chini'i meetodi alusel välja pakutud uue vundeerimislahenduse plaan asub töö LISAS 1 (2. joonis).

Tabelis 1.9. on võrreldud omavahel lahendust lähtudes geoloogilisest uuringust ning lahendust, mis oleks teostatud siis, kui vaiade kandevõimeid oleks hinnatud Chini'i meetodiga või kui vaiakatseid oleks korrektselt hinnatud.

Lahendus lähtudes geoloogilisest uuringust					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
22m pikkused vaiad, Fundex 350/450mm	267	tk	1254	334818	57 eur/jm
Rostvärgi betoon	457	m3	400	182800	400 eur/m3
			KOKKU:	517 618,00 €	
Chini meetodi järgi					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
15,5m pikkused vaiad, d=350/450mm	162	tk	883,5	143127	57 eur/jm
Rostvärgi betoon	292	m3	400	116800	400 eur/m3
			KOKKU:	259 927,00 €	
			VAHE:	257 691,00 €	

Tabel 1.9. Hinnavõrdlus geoloogilise uuringu ja Chini'i meetodi alusel

Antud tabelist selgub, et lahendus lähtudes geoloogilisest uuringust on hinnanguliselt ligi 2 korda kallim kui Chini'i meetodist tulenevalt välja pakutud vundeerimislahendus. See on selge näide sellest, et kui geoloogiline uuring oleks olnud teostatud korrektselt, oleks ka vundeerimislahenduse lõpphind kujunenud väiksemaks.

3.6. Hoone nr.1 tulemused

Saadud tulemused näitavad, et hoonet nr.1 pole tõepoolest võimalik projekteerida madalvundamendile, kuna üksikvundamendi puhul hakkaksid taldmike laiused kattuma ja plaatvundamendi puhul kaasneks liialt suur plaadi laius, mis poleks enam ökonoomne, ega säästlik lahendus. Samuti kaasnesid madalvundamendiga ka ulatuslikud vajumid, mis ei jäänud lubatud piiridesse.

Teostatud vaiakatsetusest selgus, et algselt projekteeritud 22-meetrised vaiad saab asendada 15,5 meetri pikkuste vaiadega, kuna kiht 7 oli piisavalt tugev ja vaia koormamisel 1200 kN suuruse koormusega, vaia piirkandevõimeni ei jõutud. Selline lahendus andis ehitajale/tellijale hinnanguliselt 98 000 euro suuruse kokkuhoiu. Geoloogilises uuringus esitatud suurused pole korrektsed, mida näitab peatükis 3.4. vaiakatsete andmetöötlus Chini'i meetodiga.

Töödeldes vaiakatse andmeid Chini'i meetodiga selgub, et Fundex 350/450 mm kohtvaiade piirkandevõimeks on ca 1580 kN, mis on lühema vaia normkandevõimest löökpenetratsiooni katse alusel ligi 2,85 korda väiksem suurus. Võrreldes lõplikku välja ehitatud vundeerimislahendust, milleks on 15,5 meetri sügavusele süvistatud Fundex tehnoloogia kohtvaiad läbimõõduga 350/450 mm ja andmeid, mis on saadud Chini'i meetodiga, saame järeldada, et ehitaja/tellija võit oleks olnud ca 158 000 eurot. Kui oleks aga lähtutud algsest ehitusgeoloogilisest uuringust, oleks hinnavahe olnud võrreldes Chini'i meetodiga saadud tulemustest hinnanguliselt 258 000 eurot. Seda võib pidada selgeks näiteks löökpenetratsiooniga määratud pinnaseomaduste vähesest usaldusväärsest.

See on hea näide ka sellest, et nii ehitusgeoloogia teostajal, kui ka vaiade kandevõime hindamise meetoditel on oluline roll hoone lõpliku maksumuse osas ning iga väiksem viga või vale vaia kandevõime hindamise meetod võib hoone omanikule kujuneda paljudel juhtudel ka enese teadmata ebaratsionaalselt kulukaks.

4. Hoone nr. 2

4.1. Kirjeldus ja geoloogia

4.1.1. Hoone üldiseloostus

Hoonet nr. 2 käsitletakse büroohoonena, mis asub Harjumaal, Tallinna linnas, Kristiine linnaosas. Büroohoone on 14-korruselise ning riskülikukujulise põhjaplaaniga, mille mõõtmeteks on 42x25m ja kogukõrguseks on 54,2m. Hoone kandeskelett on ehitatud raudbetoonist, mis koosneb monoliitsetest 300mm paksustest vahelagedest, ümmarguse ristlõikega kandvatest postidest ning kandvatest seintest. Mittekandvad vaheseinad on ehitatud kergplokkidest ning välisilme annab hoonele klaasfassaad. [10]

Teostatud geoloogilise uuringu alusel, rajati hoone vaivundamendile, süvistades vaiad vähemalt 1m ulatuses kõvasse savimöllumoreeni kihti. Büroohoone vaivundamendi rajamisel ilmnas tõsiasi, et ülemine mölli kiht tihenes vaiade rajamisel ning järgnevate vaiade süvistamiseks alumisse savimöllumoreeni, oli vaja ülemisest mölli kihist läbi puurida. Sellist kandva kihi tihenemist vaiade süvistamisel, on antud piirkonnas täheldatud ka varasemalt. [10]

4.1.2. Geoloogiline ehitus

2015. aasta oktoobris teostatud geoloogia aruande andmetel paikneb uuritav objekt klindisisesel meretasandikul, mattunud ürgoru servaalal, Kopli klindilahe idapiiril, ürgorg on täitunud kvaternaarisetetega ning uuringuala maapind on tasane. Üldgeoloogiliste andmete põhjal jääb uuringualal ja selle lähiümbruses pinnakatte kogupaksus 50...100 m piiresse. Pinnakate koosneb pindmise kihina esinevast täitepinnase kompleksist, mille lamamiseks on merelised, jääjärvelised ja jääjõelised liiv- ja savipinnased ning 18...20m sügavusel maapinnast avanev kõva moreen. Aluspõhja kivimitena esineb Alam-Kambriumi Lontova kihistu sinisavi aleuroliidi ja liivakivi vahekihtidega, aluspõhja kivimid jäävad üldgeoloogilistel andmetel >50m sügavusse. [10]

12-15. oktoobril 2015. aastal teostatud välitööde andmete põhjal on eraldatud järgmised pinnasekihid:

Kiht 1. TÄIDE: EHITUSPRAHT, LIIVA JA MULLAGA.

Täitekompleks koosneb kattekihtideks olevast asfaltist (paksusega 0,10...0,30 m) ja/või betoonist (paksusega 0,05...0,40 m) killustikualusel (paksusega 0,10...0,45 m) ning täitekihtidena ehitusprahist peen- ja keskliiva ning mullaga, milles sisaldub paiguti ka lubjakivikillustikku ja -sõelmeid. Täitekompleks on muutliku koostise, paksuse ja tihedusega. Lammutatud vanade hoonete asukohtades võib esineda vanu vundamente, ehitusjäätmelid jms. Täitekompleksi kogupaksus on 0,50...1,80 m. Kiht avati maapinnal (absoluutkõrgusel 4,65...5,75 m). Koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on enamasti vahemikus 2...5 MPa (tegemist on koheva kuni kesktiheda pinnasega). Täitekompleksi tihedamad osad, kus staatilise survega surupenetreerimisel jääb penetromeeter kinni, läbindati üksikutes kohtades ka löökpenetratsiooniga. Täitekompleksi maapinnalähedase ülemise osa läbindamiseks kasutati ettepuurimist 0,40...1,00 m ulatuses. Täitepinnaste kompleksi (kiht 1) lamamiseks on merelised liivad, mis lõimise ja tiheduse järgi on jagatud kaheks kihiks (kihid 2 ja 3). [10]

Kiht 2. PEENLIIV, MÖLLIKAS/SAVIKAS, KOHEV KUNI KESKTIHE.

Täitepinnaste kompleksi lamamina esineb looduslik möllika/savika peenliiva kiht. Peenliiv sisaldab orgaanilist ainet. Kiht on kohev, värvuselt kollakas-hall kuni pruunikas-hall. Kiht avati maapinnast 0,50...1,80 m sügavusel (absoluutkõrgusel 3,65...4,35 m). Kihi paksus on 1,20...2,30 m. SLP/PA1 asukohas sügavuselt 2,10-2,50 m võetud pinnaseproovi laboris teimimise andmetel (lisa 2) on pinnase nimetuseks peenliiv (EVS 1997-1:2003). Koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on enamasti vahemikus 4...6 MPa, kuid esineb ka üksikuid rohke orgaanilise ainega vahekihte, kus koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on vahemikus 2...3 MPa. [10]

Kiht 3. KESKLIIV ROHKE PEENLIIVAGA, MÖLLIKAS/SAVIKAS, KESKTIHE.

Kiht esineb õhukese kihina loodusliku liivakompleksi alumises osas. Möllika/savika keskliiva kihis sisaldub rohkelt peenliiva (lõimise järgi on kihis keskliiva osakesi vaid veidi enam kui peenliiva osakesi – vt. lisa 2). Kiht on kesktihe, värvuselt hall. Kiht avati maapinnast 2,25...3,35 m sügavusel (absoluutkõrgusel 2,40...2,70 m). Kihi paksus on 0,15...0,65 m. SLP/PA4 ja SLP/PA6 asukohas on lähtuvalt puurimise andmetest kogu liivakompleksi käsitletud ühtse kihina – peenliiv (kiht 2) ning keskliiva kihti (kiht 3) läbilõikes välja eraldatud ei ole. SLP/PA1 asukohas sügavuselt 2,90-3,20 m võetud pinnaseproovi laboris teimimise andmetel (lisa 2) on pinnase nimetuseks möllikas või savikas keskliiv (EVS 1997-1:2003). Koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on enamasti vahemikus 5...6 MPa. Liivpinnaste kompleksi (kihid 2 ja 3) lamamiseks on voolavad savipinnased, mida käesolevas töös on vaadeldud kahe kihina (kihid 4 ja 5). [10]

Kiht 4. SAVIMÖLL, VOOLAV.

Savimöll on voolava konsistentsiga, sisaldab üksikuid mölli vahekihte, värvuselt hall. Kiht avati maapinnast 2,80...3,50 m sügavusel (absoluutkõrgusel 1,75...2,30 m). Kihi paksus on 5,50...8,05 m. Varasemate tööde [1, 2] andmetel on kihi looduslik veesisaldus w_n vahemikus 23,3...39,4% (keskmine 26,3...28,5%). Kihi voolavuspiir $W_{LV}=20,0...26,3\%$ ja plastsuspiir $W_P=16,3...21,3\%$. Koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on enamasti vahemikus 0,5...1,5 MPa. [10]

Kiht 5. MÖLLSAVI, VOOLAV.

Möllsavi (viirsavi) on voolava konsistentsiga, kihilise tekstuuriga, paiguti esineb kihi üla- ja alaosas savimölli ja mölli vahekihte, värvuselt hall kuni hallikas-pruun. Kiht avati maapinnast 8,30...11,50 m sügavusel (absoluutkõrgusel -3,60...-5,85 m). Kihi paksus on 1,15...2,00 m. Varasemate tööde [1, 2] andmetel on kihi looduslik veesisaldus w_n vahemikus 29,7...74,9% (keskmine 49,8...50,2%). Kihi voolavuspiir $W_{LV}=25,3...33,8\%$ ja plastsuspiir $W_P=17,6...22,9\%$. Koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on enamasti vahemikus 1...2 MPa, mölli vahekihtide puhul on koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel vahemikus 2...4 MPa. Savipinnaste kompleksi (kihid 4 ja 5) lamamiseks on jääjõeline möll, mis tiheduse järgi on jagatud kaheks kihiks (kihid 6 ja 7). [10]

Kiht 6. ROHKE LIIVAGA MÖLL, TIHE.

Kiht koosneb valdavalt möllist, mis sisaldab ka peenja keskliiva läätsi, värvuselt valkjās-hall. Kiht on tihe. Kiht avati maapinnast 10,30...12,65 m sügavusel (absoluutkõrgusel -5,20...-7,00 m). Kihi paksus on 2,50...5,95 m. Koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on enamasti vahemikus 8...12 MPa. Kihi tihedamad osad, kus staatilise survega surupenetreerimisel jääb penetromeeter kinni, läbindati üksikutes kohtades ka löökpenetratsiooniga. [10]

Kiht 7. MÖLL, KOHEV KUNI KESKTIHE.

Kiht koosneb valdavalt möllist, milles esineb savimõlli vahekihte, värvuselt valkjās-hall. Kiht on kohev kuni keskthie. Kiht avati maapinnast 14,70...17,20 m sügavusel (absoluutkõrgusel -9,40...-11,60 m). Kihi paksus on 2,55...4,80 m. Koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on enamasti vahemikus 4...8 MPa, kuid esineb ka savimõlli vahekihte, kus koonuse otsa eritakistus surupenetreerimisel on vahemikus 2...4 MPa. [10]

Kiht 8. SAVIMÖLLMOREEN, KÕVA.

Savimõllmoreen on kõva konsistentsiga, sisaldab jäme purdmaterjali kuni 25%, värvuselt hall. Kiht avati maapinnast 17,75...19,95 m sügavusel (absoluutkõrgusel -13,10...-14,30 m). Kihi läbitud paksus on 2,10...4,70 m. Varasema töö [1] andmetel on kihi looduslik veesisaldus w_n vahemikus 8,4...9,6% (keskmine 9,0%). Käesoleva töö löökpenetratsioonikatsete andmetel on kihis löökide arv $N_{20SA} > 50...100$, vaid üksikutes õhukestes < 1 m paksustes kihtides on löökide arv $N_{20SA} = 30...50$. [10]

4.1.3. Hüdrogeoloogilised tingimused

”12.-15. oktoobril 2015.a. teostatud välitööde ajal mõõdeti pinnasevee tase maapinnast 1,45...2,05m sügavusel (absoluutkõrgusel 3,10...3,75m). Tegemist on savikompleksi (kihid 4 ja 5) peal merelistes liivades (kihid 2 ja 3) esineva vabapinnalise veehorisondiga. Pinnasevesi toitub põhiliselt sademetest. Pinnasevee maksimaalne tase võib tõusta ~0,5 m kõrgemale välitööde ajal mõõdetud tasemest. Vee äravool toimub loode suunas Kopli lahte. Varasema töö andmetel on savikompleksi (kihid 4 ja 5) all jääjõelises liivas (kihid 6 ja 7) surveiline vesi,

mille piesomeetiline tase mõõdeti toonaste välitööde ajal 10.09.2001 maapinnast 6,55 m sügavusel (abs. kõrgusel -0,95 m). ”[10]

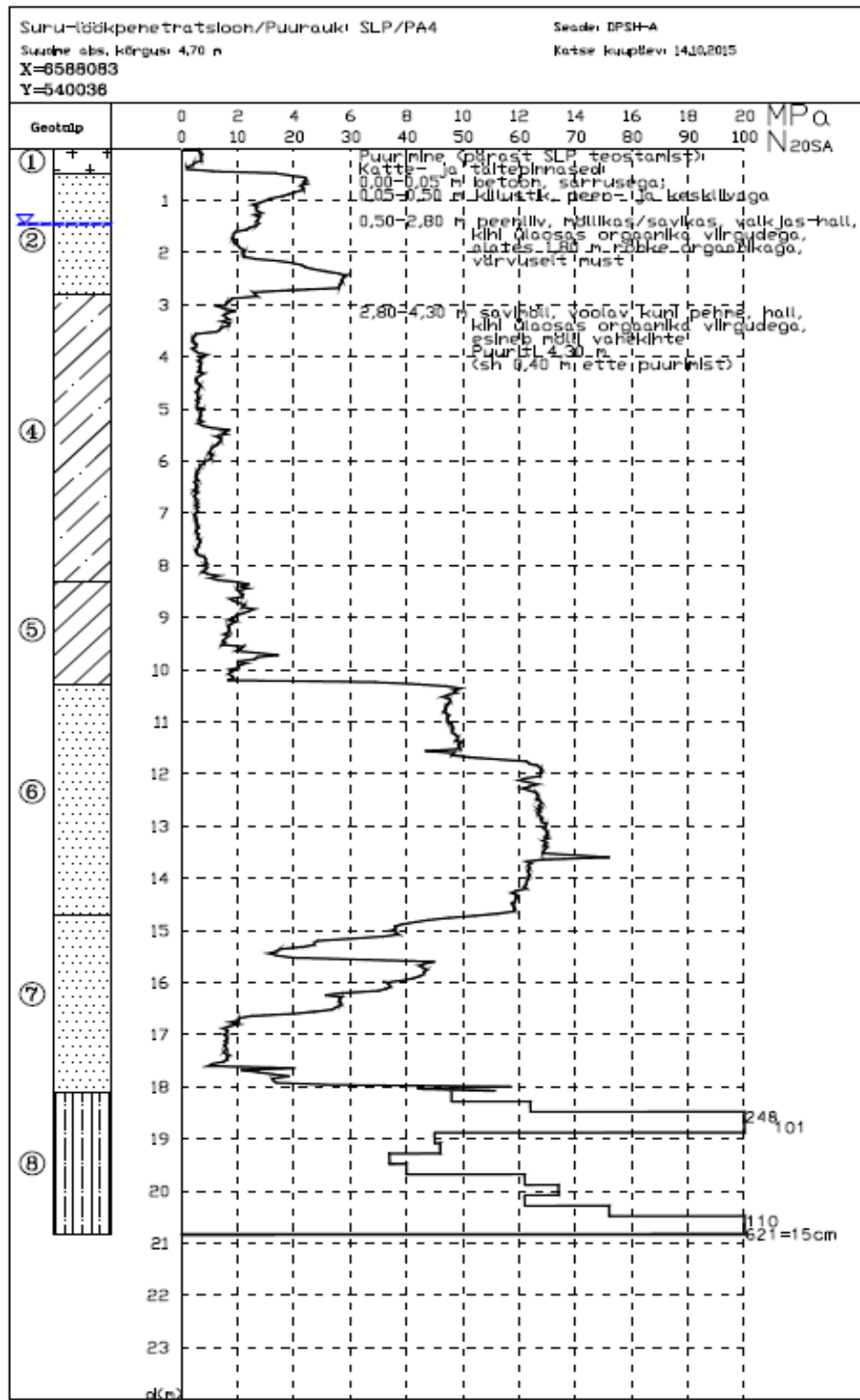
4.1.4. Geotehnilised tingimused

Uuringuala geoloogiline läbilõige on toodud joonisel 1.3. Läbilõikes välja eraldatud pinnaste omadusi iseloomustavad geotehnilised parameetrid on toodud tabelis 1.6 Parameetritemääramiseks kasutati korrelatsioone penetreerimisandmetega ja pinnaste laboris määratud füüsikaliste omadustega. Projekteeritava hoone saab rajada vaivundamendile. Vaiad tuleb süvitada (>1 m) kõvasse savimöllumoreeni kihti (kiht 8), mille pealispind paikneb maapinnast 17,75...19,95 m sügavusel (absoluutkõrgusel -13,10...-14,30 m). Vajadusel ühikpinna vastupanu (q_{bk}) ja vaiakülje ühikpinna vastupanu (q_{sk}) väärtused on toodud tabelis 1.6. Vaiade kandevõime on ette nähtud täpsustada vaiade staatiliste koormuskatsetega. Tuleb arvestada, et täitekiht (kiht 1) võib sisaldada ehitusjätmeid ja vanu vundamente, mistõttu võivad kaevetööd olla kohati komplitseeritud. [10]

Uuringus esitatud välitööde tulemusena on toodud tabelis 2.1. pinnaste normatiivsed väärtused ning pinnase geoloogiline lõige on toodud skeemil 2.1.

Pinnas	γ kN/m ³	φ kraadi	c kPa	E_0 MPa	c_u kPa	q_{bk} kN/m ²	q_{sk} kN/m ²
1. Täide	18						
2. Peenliiv, kohev kuni kesktihe	19,5	31	0	11			
3. Keskliiv, kesktihe	20	34	0	15			
4. Savimöll, voolav	19			2	12		6
5. Möllsavi, voolav	17,5			2	15		6
6. Möll, tihe	20	35	0	30		2000	40
7. Möll, kohev/kesktihe	19,5			15			35
8. Savimöllumoreen, kõva	23,5			>50		10 000	75

Tabel 2.1. Hoone nr.2 pinnaste omaduste normatiivsed väärtused[10]



Skeem. 2.1. Hoone nr. 2 pinnase geoloogiline lõige[10]

4.2. Arvutused

4.2.1. Hoone omakaalu- ja kasuskoormused

Tabelis 2.1 on koondatud kokku hoone nr. 2 omakaalu- ning kasuskoormused. Esimene veerg tähistab koormuse mõjumispunkti, mis enamasti jäävad telgede ristumiskohtadesse. Teises veerus on alalised normkoormused ning kolmandas veerus on hoone kasuskoormused, kus on arvestatud ka lumekoormuse ning korruste arvust tuleneva vähendusteguriga.

Neljandas veerus on arvutatud kandepiirseisundi koormuskombinatsioon, mis on leitud vastavalt standardile EVS-EN 1990:2002 ja valemiga 3.1:

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

kus $\gamma_{G,j} = 1,2$ – alalise koormuse osavarutegur;

$\gamma_{Q,i} = 1,5$ – muutuvkoormuse osavarutegur;

$G_{k,j}$ – alaline koormus;

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus;

$Q_{k,i}$ – muu muutuv koormus;

$\psi_{0,i}$ – kombinatsioonitegur sõltuvalt muutuvkoormuse liigist,

kus $\psi_{0,lumi} = 0,5$ väärtus on võetud ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 8.4.

Korruste arvust tulenev vähendustegur on arvutatud valemiga 3.2:

$$\alpha_n = \frac{[2+(n-2)*\psi_0]}{n}$$

Kus $n > 2$ on vaadeldavast konstruktsioonist kõrgemal olevate korruste arv ja ψ_0 on koormuskombinatsioonitegur ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 8.4.

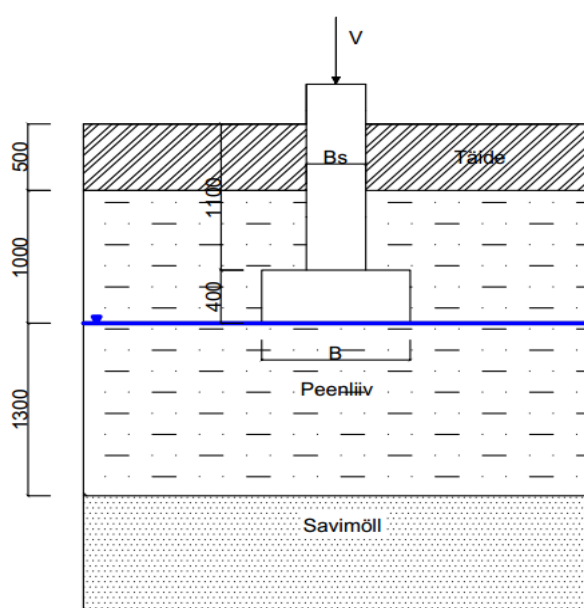
Mõjupunkt	G _k (kN)	Q _k (kN)	V (kN)
2 - A	2082	965	3946
3 - A	2772	596	4221
4 - A	4537	932	6842
5 - A	6111	827	8574
6 - A	4340	722	6291
7 - A	3473	740	5277
8 - A	2017	437	3076
9 - A	191	63	323
2 - B	162	76	308
3 - B	153	71	290
4 - B	745	163	1138
5 - B	545	145	871
6 - B	466	124	746
7 - B	191	72	337
8 - B	228	45	340
9 - B	232	96	423
2 - C	2183	1776	5283
3 - C	3031	1007	5148
4 - C	6111	1439	9491
5 - C	4957	1278	7865
6 - C	4043	1110	6517
7 - C	3280	937	5342
8 - C	264	30	361
9 - C	1326	927	2982
2 - D	2783	1194	5130
3 - D	2729	1066	4873
4 - D	7323	1550	11112
5 - D	6832	1376	10263
6 - D	4713	1208	7468
7 - D	1911	876	3608
8 - D	1101	78	1438
9 - D	1592	369	2464
10 - D	1364	406	2246
11 - D	527	116	807

Mõjupunkt	G _k (kN)	Q _k (kN)	V (kN)
1 - E	147	65	274
2 - E	251	78	419
3 - E	147	74	287
4 - E	8033	1963	12585
5 - E	7661	1743	11808
6 - E	156	89	321
7 - E	116	72	248
8 - E	187	50	300
9 - E	283	126	528
2 - F	2716	1740	5868
3 - F	4178	1382	7087
4 - F	325	151	616
5 - F	290	134	548
6 - F	4612	1229	7378
7 - F	165	66	297
8 - F	3029	1071	5241
9 - F	1127	374	1914
2 - G	2185	662	3615
3 - G	3022	931	5023
4 - G	4334	1397	7296
5 - G	4328	1387	7274
6 - G	233	67	381
7 - G	939	295	1569
8 - G	1900	759	3418
9 - G	743	243	1256

Tabel 2.2. Hoone omakaalu- ja kasukoormused

4.2.2. Üksikvundamendi sobivuse arvutus

Järgnev arvutuskäik kontrollib üksikvundamendi sobivust uuritava hoone vundeerimislahendusena. Arvutus on teostatud kõige raskemini koormatud punktile 4-E. Skeemil 2.2 on ära määratud üksikvundamendi paiknemine pinnases. Sinise joonega on tähistatud vee nivoo, mis asub tallaga samas tasapinnas. Arvutused teostatakse tabelis 2.1 olevate normväärtuste järgi, mis on määratud hoonele teostatud ehitusgeoloogilise uuringuga.



Skeem 2.2. Hoone nr. 2 üksikvundamendi paiknemine pinnases

Lähteandmed:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{\text{täide}} = 18 \text{ kN/m}^3$, peenliiva mahukaal $\gamma_{\text{liiv}} = 19,5 \text{ kN/m}^3$
- Peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi = 31^\circ$ ja nidusus $c' = 0 \text{ kPa}$
- Savimõlli mahukaal $\gamma_{\text{savi}} = 19 \text{ kN/m}^3$ ja drenimata nihketugevus $c_u = 0 \text{ kPa}$
- Tabelist 2.1 alaline normkoormus $G_k = 8033 \text{ kN}$, ajutine normkoormus $Q_k = 1963 \text{ kN}$
- Muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$
- Alalise koormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$

Lahendus:

- a) Arvutuskoormus on arvatud valemiga 3.1 ning võetud tabelist 2.1. vastavalt koormuse mõjupunktile 4-E

$$V = 12585 \text{ kN}$$

- b) Sisehõordenurgale $\varphi = 31^\circ$ vastavad kandevõimetegurid leiame Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 9.19 [9]

$$N_\gamma = 23,59, N_q = 20,63 \text{ ja } N_c = 32,67$$

- c) Arvutan talla kuju arvestavad tegurid valemitega 3.3, 3.4 ja 3.5

$$B = L = 1$$

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} * \sin(\varphi) = 1,515$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1,541$$

- d) Pinnasurve talla tasandis valemi 3.6 järgi

$$q = 0,5 * 18 + 1 * 19,5 = 28,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- e) Leian vundamendi keskmise süvise ning tegurid talla laiuse arvutamiseks valemite 3.7, 3.8 ja 3.9 järgi

$$d_k = d + \frac{a}{2} = 1,5 + \frac{0,6}{2} = 1,8 \text{ m}$$

$$a_1 = \frac{0,5 \cdot (19,5 - 9,81) \cdot 23,59 \cdot 0,7}{1,5} = 53,34 \frac{kN}{m^3}$$

$$a_2 = \frac{(28,5 \cdot 20,63 \cdot 1,51 + 0 \cdot 32,67 \cdot 1,54)}{1,5} - 1,8 \cdot 22 \cdot 1,2 = 546,33 \frac{kN}{m^2}$$

f) Valime talle laiuks $B=1$ m ja kasutame iteratsiooniks valemit 3.10:

$$B_1 = \sqrt{\frac{12585}{546,33}} = 4,8 \text{ m}$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{12585}{53,34 \cdot 4,8 + 546,33}} = 3,96 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{12585}{53,34 \cdot 3,96 + 546,33}} = 4,08 \text{ m}$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{12585}{53,34 \cdot 4,08 + 546,33}} = 4,06 \text{ m}$$

Valin taldmiku laiuks $B=4,1$ m

g) Täpsustan vundamendi kaalu võttes taldmiku kõrguseks $h_t = 0,4$ m valemi 3.14 järgi

$$G_{tald} = B^2 \cdot h_t \cdot G_{betoon} = 4,1^2 \cdot 0,4 \cdot 25 = 168,1 \text{ kN}$$

h) Arvutan koormuse pinnasest võttes tallale toetuva posti laiuks $B_s = 0,4$ m valemi 3.15 järgi

$$G_{pinnas} = (4,1^2 \cdot 1,1 - 0,4^2 \cdot 0,7) \cdot 22 = 404,34 \text{ kN}$$

i) Arvutan vertikaalkoormuse arvutusväärtuse valemi 3.16 järgi

$$V_d = (G_{tald} + G_{pinnas}) \cdot \gamma_G + V = (168,1 + 404,34) \cdot 1,2 + 12585 = 13271 \text{ kN}$$

j) Kontrollin vundamendi kandevõimet valem 3.17 järgi

$$R_d = 4,1^2 * \frac{(0,5*4*(19,5-9,81)*23,59*0,7+28,5*20,63*1,52+0*32,67*1,54)}{1,5} = 13658,6 \text{ kN}$$

Kandevõime on tagatud, kuna on täidetud tingimus $R_d > V_d$

Üksikvundamendi nõrga kihi kontroll

Andmed:

- Täitepinnase mahukaal $\gamma_{\text{täide}} = 18 \text{ kN/m}^3$, peenliiva mahukaal $\gamma_{\text{liiv}} = 19,5 \text{ kN/m}^3$
- $B=L=4,1 \text{ m}$
- Vundamendi rajamissügavus $d=1500 \text{ mm}$ ja vundamendi alla jääva peenliiva kihi kõrgus $h=1300 \text{ mm}$
- Peenliiva sisehõõrdenurk $\varphi=31^\circ$ ja nidusus $c'=0 \text{ kPa}$
- Savimõlli mahukaal $\gamma_{\text{savi}} = 19 \text{ kN/m}^3$ ja dreanimata nihketugevus $c_u = 0 \text{ kPa}$
- Tabelist 2.1 alaline normkoormus $G_k= 8033 \text{ kN}$, ajutine normkoormus $Q_k= 1963 \text{ kN}$
- Muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$
- Alalise koormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$

a) Arvutan pinnase omakaalust tuleneva efektiivpinge talle tasadis valemiga 3.18

$$q = 0,5 * 18 + 1 * 19,5 + 1,3 * (19,5 - 9,81) = 41,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b) Arvutan kandevõime juhul kui vundament asuks alumisel kihil valemi 3.19 järgi

$$R_2 = \frac{4,1^2 * ((2+3,14)*12*1,54+41,5)}{1,5} = 1290,29 \text{ kN}$$

c) Nõrga pinna kandevõime arvutamiseks kasutan valemit 3.20

$$R_{dn} = 1294,8 + \frac{1,3 \cdot (4+4) \cdot \left(1,5 \cdot 0 + \left(1,3 \cdot \left(19,5 - 9,81 \frac{kN}{m^3}\right) + 2 \cdot 22 \cdot 1,5\right) \cdot 2,8 \cdot \tan(31)\right)}{\gamma q} - 1,3 \cdot 4,1 \cdot 4,1 \cdot \left(19,5 - 9,81 \frac{kN}{m^3}\right) \cdot 1,2 = 2083,39 \text{ kN}$$

Kandevõime ei ole tagatud, kuna $R_{dn} < V_d$

d) Leian uue taldmiku suuruse, et oleks tagatud tingimus $R_{dn} > V_d$, valemiga 3.21

$$A = \frac{13271}{150 - (1,5 + 1,3) \cdot 22} = 155 \text{ m}^2$$

e) Kuna taldmik on ruudukujuline, saan talla külje pikkuse arvutada valemiga 3.22

$$B = L = \sqrt{A} = \sqrt{155} = 12,45 \text{ m}$$

f) Arvutan pinnase omakaalust tulenev efektiivpinge talla tasandis valemi 3.18 järgi

$$q = 1,5 \cdot 22 + 1,3 \cdot (19,5 - 9,81) = 45,35 \frac{kN}{m^2}$$

g) Vundamendi kandevõime juhul kui vundament asuks alumisel kihil valemiga 3.19

$$R_2 = \frac{12,45^2 \cdot ((2+3,14) \cdot 12 \cdot 1,2 + 45,35)}{1,5} = 12337,06 \text{ kN}$$

h) Nõrga pinna kandevõime valem 3.20 järgi

$$R_{dn} = 12337,06 + \frac{1,5 \cdot (12,45 + 12,45) \cdot \left(1,5 \cdot 0 + \left(1,3 \cdot \left(19,5 - 9,81 \frac{kN}{m^3}\right) + 2 \cdot 22 \cdot 1,5\right) \cdot 2,8 \cdot \tan(31)\right)}{\gamma q} - 1,3 \cdot 12,45 \cdot 12,45 \cdot \left(19,5 - 9,81 \frac{kN}{m^3}\right) \cdot 1,2 = 13311 \text{ kN}$$

Kandevõime on tagatud, kuna $R_{dn} = 13311 \text{ kN} > V_d = 13271 \text{ kN}$

4.2.3. Üksikvundamendi vajumi arvutus

Üksikvundamendi vajumi arvutamisel on kasutatud summeerimismeetodit. Tabelis 2.3 on arvatud hoone nr. 2 üksikvundamendi vajum. Kõik arvutustel vajaminevad pinnaste normatiivsed väärtused on saadud tabelist 2.1. Tabeli 2.3. esimene veerg tähistab vaadeldava kihi paksust, teine veerg vundamendi suhtelist sügavust, kolmas veerg sügavust talla tasapinnast ning neljas veerg rõhujaotustegurit, mille suuruse leiab mille suuruse leiab Ehituskonstruktori käsiraamatu jooniselt 9.16. olenevalt vaadeldava punkti suhtelisest sügavusest $m=2z/B$ ja talla külgede suhtest $n=L/B$. Efektiivpinge pinnase omakaalust sügavusel z ($\delta_{g,z}$), saadakse vundamendi süvise ning pinnase mahukaalu korrutamisel. Efektiivpinge vundamendist tulenevast koormusest sügavusel z saadakse rõhujaotusteguri α ja tihendava pinge talla tasandis (q_t) omavahelisel korrutamisel. Viimases veerus olev tähis s tähistab vundamendi vajumist meetrites, mis arvutatakse valemiga $s_i = \frac{\delta_{p,z,i} \cdot \Delta h_i}{E_i}$, kus $\delta_{p,z,i}$ on keskmine pinge elementaarkihis, Δh_i on kihi paksus ja E_i on kihi i deformatsioonimoodul. [2]

Lahendus:

- a) Arvutan vertikaalkoormuse arvutusväärtuse valemiga 3.16, võttes Muutuvkoormuse osavaruteguriks $\gamma_Q = 1,0$ ja alalise koormuse osavaruteguriks $\gamma_G = 1,0$ [13]

$$V_d = (168 + 404 + 8033) * 1,0 + (1963 * 1,0) = 10568 \text{ kN}$$

- b) Arvutan surve talla tasapinnas valemiga 3.23

$$q = \frac{10568}{12,45} = 848,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- c) Leian tihendava pinge talla tasandis valemiga 3.24

$$q_t = q - (\gamma_{täide} * d) = 848,84 - (18 * 1,5) = 821,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

d) Arvutan taldmiku pindala valemiga 3.25

$$A = B * L = 12,45 * 12,45 = 155 \text{ m}^2$$

Kihi paksus	m (m)	z (m)	α	$\delta.pz$ (kpa)	$\delta.gz$ (kpa)	$0,2*\delta.gz$ (kpa)	s (m)
1,5	0	0	1,00	821,84	52,35	10,47	
0,3	0,06	0,4	0,99	813,62	55,257	11,0514	0,0223
0,5	0,14	0,9	0,99	813,62	60,102	12,0204	0,0370
0,5	0,22	1,4	0,98	805,40	64,697	12,9394	0,2024
0,4	0,29	1,8	0,98	806,47	68,373	13,6746	0,1612
0,5	0,37	2,3	0,96	792,82	72,968	14,5936	0,1999
0,5	0,45	2,8	0,94	774,25	77,563	15,5126	0,1959
0,5	0,53	3,3	0,92	755,39	82,158	16,4316	0,1912
0,5	0,61	3,8	0,88	721,88	86,753	17,3506	0,1847
0,5	0,69	4,3	0,85	696,51	91,348	18,2696	0,1773
0,5	0,77	4,8	0,79	649,25	95,943	19,1886	0,1682
0,5	0,85	5,3	0,76	624,595	100,538	20,1076	0,1592
0,5	0,93	5,8	0,72	591,72	105,133	21,0266	0,1520
0,5	1,01	6,3	0,68	558,85	109,728	21,9456	0,1438
0,5	1,09	6,8	0,64	525,97	114,323	22,8646	0,1356
2	1,41	8,8	0,50	410,918	129,703	25,9406	0,4684
4,6	2,15	13,4	0,28	230,11	176,577	35,3154	0,0491
3,2	2,67	16,6	0,21	172,59	238,977	47,7954	0,0430
1	2,83	17,6	0,19	152,040	262,477	52,4954	0,0032
Kokku vajum							2,69 m

Tabel 2.3. Hoone nr. 2 üksikvundamendi vajumite arvutus summeerimismeetodiga

Tabelist 2.3. selgub, et hoone rajamisel üksikvundamendile kaasneksid suured vajumid, mis põhjustaksid suuri deformatsioone hoone kandekonstruktsioonis. Seega ei ole hoone rajamine üksikvundamendile sobilik lahendus.

4.3. Hoone nr. 2 geotehnilistest uuringutest ja vaiade kandevõimest

Hoone nr. 2 geotehnilises uuringus on antud soovitus rajada hoone vaivundamendile, kuid eraldi pole välja toodud miks antud vundeerimislahenduse kasuks on otsustatud.[10]

Pinnase mehaanilised omadused on uuringus määratud penetreerimisandmete korrelatsioonidest ning pinnaste laboris määratud füüsikaliste omadustega. Samas ei ole aga aruandes näidatud, kuidas ja milliste korrelatsioonide alusel on toodud normnäitajad saadud. Samuti loeb laboritööde protokollist välja, et laborisse on viidud 2 rikutud struktuuriga proovi, mis tähendab, et katselabori tulemus ei pruugi anda päris täpset ülevaadet pinnase füüsikalistest omadustest. [10]

Projekteerimisel on lähtutud soovitusest rajada hoone vaivundamendile. Vaiade pikkuseks on valitud 19m nii, et vai oleks süvistatud vähemalt 1m jagu kõvasse savimöllumoreeni kihti (kiht 8). [10]

Antud hoone ehitusplatsil on teostatud vaia staatiline proovikoormamine. Hoone vaiadeks on algselt mõeldud Fundex tehnoloogiaga valmistatud vaiad tüve läbimõõduga 600mm, millele teostati ka vaiakatse, kuid hoone otsustati teha siiski väiksema läbimõõduga sama tehnoloogia vaiadele läbimõõduga 457 mm. Väiksema läbimõõduga vaiale vaiakatseid ei teostatud.

Lähtudes vaia süvistamisel vastupanust, valmistati vaiad pikkusega kuni 19 m, kuna sellega jõuti alumisse savimöllumoreeni kihti.(kiht 8)

Vaiade koormamiseks kasutati kolme 200–tonnise jõuarendusega hüdraulilist tungrauda, õlipumpa ENERBACK ja manomeetrit, mille täpsusklass on 0.4 ja mõõtepiirkond 250 atm. Vaiale rakendatud jõud määrati lähtudes manomeetriga mõõdetud õlisurvest, kasutades tungraua tareerimistabeleid. Tungrauale saadi reaktsioon 8-tonniselt terasraamilt, millele oli laotud 320 tonni metallraskusi. Vaia maksimaalseks koormuseks oli 3000 kN. Vaia vajumeid mõõdeti kolme Maksimov-tüüpi traatmõõtekellaga, mille traadi läbimõõt 0.3 mm ja mõõtmistäpsus 0.1 mm. Vaia maksimaalse koormuse valikut pole katses põhjendatud, seega ei saa ka täpsemalt öelda, kas on tahetud kontrollida geoloogia järgi arvutatud vaia kandevõime tulemusi või ei olnud objektile vaia suuremaks koormamiseks piisavalt raskusi.

Vaiakatsetus näitas, et koormuse 3000 kN juures vaia piirkoormust ei saavutatud. Koormusevajumi graafikult on näha, et vaia piirkoormus on oluliselt suurem. Vaia tegelik piirkandevõime jäi seega antud katsel välja selgitamata, kuna piirkandevõime saavutamiseks peaksid olema vajumid palju suuremad. [7]

4.3.1 Vaia kandevõime arvutus

4.3.1.1 Fundex d=457 mm kohtvaia arvutuslik kandevõime olemasoleva geoloogia järgi

Järgnevate arvutustega kontrollitakse uuritava hoone projekteeritud Fundex d=457 mm kohtvaia kandevõimet. Vaia normkandevõimed koos arvutuslike kandevõimetega on toodud iga profiili kohta eraldi tabelis 2.4. Vaia külje eritakistus on läbi kihtide erinev ning vai süvistatakse vähemalt 1 m jagu savimöllumoreeni kihti. Vaia kandevõimet kontrollitakse ühe raskemini koormatud posti all. Pinnasekihtide normväärtused on võetud tabelist 2.1.

Lähteandmed:

- Fundex tehnoloogiaga valmistatud kohtvaiad d=457 mm
- Vaia külje eritakistus möllises savimöllis $q_{si} = 6 \text{ kN/m}^2$, möllsavis $q_{si} = 6 \text{ kN/m}^2$, möllis $q_{si} = 40 \text{ kN/m}^2$, alumises möllis $q_{si} = 35 \text{ kN/m}^2$ ja savimöllumoreenis $q_{si} = 75 \text{ kN/m}^2$
- Vaia otsa eritakistus savimöllumoreenis $q_b = 10000 \text{ kN/m}^2$
- Vaia pikkus on keskmiselt $h_i = 19 \text{ m}$ ja vai on süvistatud savimöllumoreeni vähemalt 1 m jagu

Lahendus

- a) Leian vaia ümbermõõdu valem 3.27 järgi

$$O_p = 3,14 * 0,457 = 1,44 \text{ m}$$

- b) Vaia otsa ristlõikepindala valem 3.28 järgi

$$A = \frac{3,14 * 0,457^2}{4} = 0,164 \text{ m}^2$$

- a) Teostan vaia normkandevõime arvutuse valemiga 3.29 ning toon 7 eri profiili tulemused välja tabelis 2.4. Samuti arvutan ka vaia arvutusliku kandevõime iga profiili kohta valemiga 2.2. ($R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$), võttes $\gamma_t = 1,4$.

	R_{ck} (kN)	R_{cd} (kN)
1.profiil	2300	1643
2.profiil	2291	1637
3.profiil	2237	1598
4.profiil	2236	1597
5.profiil	2203	1574
6.profiil	2301	1643
7.profiil	2267	1619

Tabel 2.4. Hoone nr. 1 vaiade norm- ja arvutuslikud kandevõimed ehitusgeoloogias välja toodud profiilide järgi

- c) Arvutan vaia omakaalu valemiga 3.30

$$G = 0,164 * 1,5 * 25 + 0,164 * 17,5 * (25 - 9,81) = 49,21 \text{ kN}$$

- a) Kontrollin vaia kandevõimet 4.profiili järgi, kuna see on kõige iseloomulikum kontrollitava mõjupunkti 5-E pinnasele valemiga 3.31

$$V_{max} = \frac{11808}{8} = 1476 \text{ kN}$$

$$V_{max} + G = 1476 + 31,2 = 1507,2 \text{ kN}$$

$$V_{max} + G = 1507 \text{ kN} < R_{cd} = 1597 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud.

4.3.1.2. Fundex d=600 mm kohtvaia arvutuslik kandevõime olemasoleva geoloogia järgi

Järgnev arvutuskäik kontrollib uuritava hoone algselt projekteeritud vaia kandevõimet. Vaia normkandevõimed koos arvutuslike kandevõimetega on toodud iga profiili kohta eraldi tabelis 2.4. Vaia külje eritakistus on läbi kihtide erinev ning vai süvistatakse vähemalt 1 m jagu savimöllumoreeni kihti. Vaia kandevõimet kontrollitakse ühe raskemini koormatud posti all. Pinnasekihtide normväärtused on võetud tabelist 2.1. Antud suurusega vaiale teostati ka enne ehitustööde algust vaiakatse [7].

Lähteandmed:

- Fundex tehnoloogiaga valmistatud kohtvaiad $d=600$ mm
- Vaia külje eritakistus möllises savimöllis $q_{si} = 6 \text{ kN/m}^2$, möllsavis $q_{si} = 6 \text{ kN/m}^2$, möllis $q_{si} = 40 \text{ kN/m}^2$, alumises möllis $q_{si} = 35 \text{ kN/m}^2$ ja savimöllumoreenis $q_{si} = 75 \text{ kN/m}^2$
- Vaia otsa eritakistus savimöllumoreenis $q_b = 10000 \text{ kN/m}^2$
- Vaia pikkus on keskmiselt $h_i = 19 \text{ m}$ ja vai on süvistatud savimöllumoreeni vähemalt 1 m jagu

Lahendus

d) Leian vaia ümbermõõdu valem 3.27 järgi

$$O_p = 3,14 * 0,6 = 1,885 \text{ m}$$

e) Vaia otsa ristlõikepindala valem 3.28 järgi

$$A = \frac{3,14 * 0,6^2}{4} = 0,282 \text{ m}^2$$

- b) Teostan vaia normkandevõime arvutuse valemiga 3.29 ning toon 7 eri profiili tulemused välja tabelis 2.4. Samuti arvutan ka vaia arvutusliku kandevõime iga profiili kohta valemiga 2.2. ($R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$), võttes $\gamma_t = 1,4$.

	R_{ck} (kN)	R_{cd} (kN)
1.profiil	3694	2638
2.profiil	3683	2630
3.profiil	3611	2579
4.profiil	3610	2578
5.profiil	3567	2547
6.profiil	3695	2639
7.profiil	3651	2607

Tabel 2.4. Hoone nr. 1 vaiade norm- ja arvutuslikud kandevõimed profiilide järgi

- f) Arvutan vaia omakaalu valemiga 3.30

$$G = 0,282 * 1,5 * 25 + 0,282 * 17,5 * (25 - 9,81) = 84,82 \text{ kN}$$

- b) Kontrollin vaia kandevõimet 4.profiili järgi, kuna see on kõige iseloomulikum kontrollitava mõjupunkti 5-E pinnasele ja kasutan valemit 3.31

$$V_{max} = \frac{11808}{8} = 1476 \text{ kN}$$

$$V_{max} + G = 1476 + 84,82 = 1507,2 \text{ kN}$$

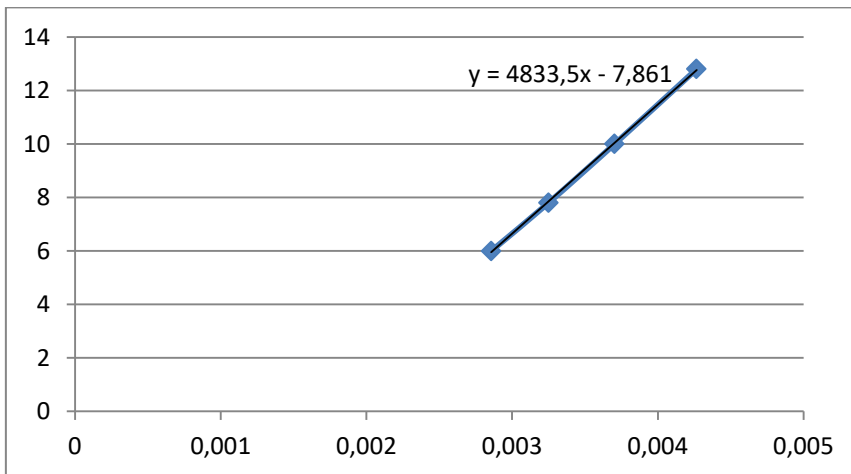
$$V_{max} + G = 1507 \text{ kN} < R_{cd} = 1597 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud.

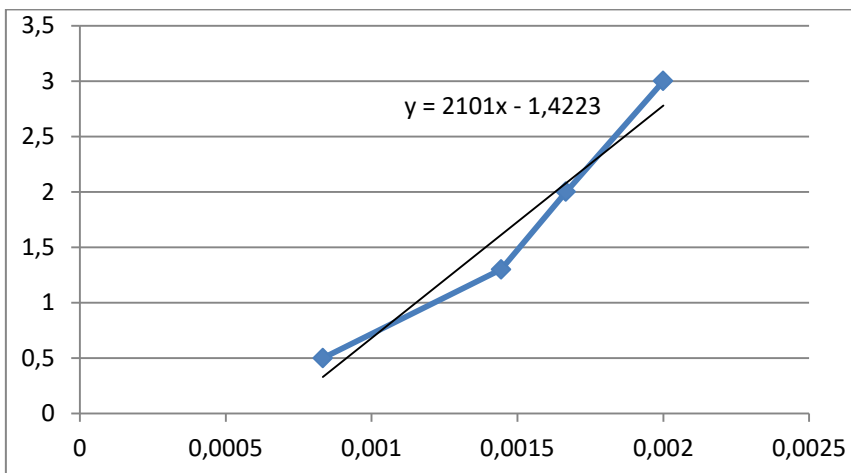
4.4. Hoone nr. 2 vaiakatse andmete tötlus Chini meetodiga

Hoone nr. 2 19 meetri pikkustele vaiadele diameetriga 600 mm, teostati 1 staatilise koormusega vaia katsetus, mille tulemused on toodud antud hoone vaiakatse aruandes. [7]

Katsetatava vaia väikeste koormuste puhul on kasutatud 4 esimese koormusastme andmeid ja suuremate koormuste puhul 4 viimast koormusastet. Graafikult 2.2 on näha, et vaia küljega võetakse vastu 2101 kN ning graafikult 2.1. näeme, et kokku on vaia tegelik piirkandevõime 4833 kN. Vaia põhjaga võetakse vastu $4833 - 2101 = 2732$ kN. Erikülghõõre $\frac{2101}{(19 * 0,6 * \pi)} = 58,7$ kPa ja põhja erivastupanu $\frac{2732 * 4}{(0,6^2 * \pi)} = 9662$ kPa.



Graafik 2.1. Vaia piirkandevõime graafik



Graafik 2.2. Vaia erikülghõõrde graafik

Piirkoormuse leidmisel saame kasutada vaid ühe vaia andmeid, kuna rohkem vaiu antud objektile ei katsetatud.

Vaia normkandevõime leiame valemi 2.1 järgi ning parandustegur ξ_1 tabelist 1.1. vastavalt katsetatud vaiade arvule

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{4833}{1,4} \right\} = \text{Min}(3452) = 3452 \text{ kN} \quad (2.1)$$

Saadud tulemused näitavad, et projekteeritud 19 meetri pikkuste ja 457mm läbimõõduga vaiade asemel saab kasutada 600 mm läbimõõduga vaiu, mille kandevõime on $\frac{3452}{1863} = 1,85$ korda suurem võrreldes väiksema läbimõõduga vaiadega. Suurema läbimõõduga vaia kasutamine vähendaks oluliselt projekteeritud vaiade arvu ning sellega seoses väheneks ka betoonikulu.

Arvestades löökpenetratsiooni katsega leitud pinnasekihi paksusi ja tabelis 2.1. toodud pinnase arvvaartusi, on leitud 19m pikkuse vaia normkandevõime tabelis 2.4. 7 erineva profiili puhul oli keskmine tuletatud väärtus 3632 kN ning minimaalseks väärtuseks 3567 kN. Vaia põhi toetus kõigil juhtudel savimöllumoreeni kihile (kiht 8).

600 mm läbimõõduga vaia normkandevõime löökpenetratsiooni katse alusel valem 2.1 järgi ning osavarutegurid ξ_1 ja ξ_2 leian Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 9.33. vastavalt katseprofiilide arvule:

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{3644}{1,36}; \frac{3567}{1,21} \right\} = \text{Min}(2679; 2947) = 2679 \text{ kN}$$

See on $\frac{3452}{2631} = 1,3$ korda väiksem vaiakatse analüüsimisel saadud tulemustest.

Seda võib samuti pidada heaks näiteks löökpenetratsiooniga määratud pinnaseomaduste vähesest usaldusväärsusest. Suure tõenäosusega oleks vaia piirkoormus veelgi suurem kui oleks katsetatud rohkem vaiu. Antud hoone alune geoloogia on siiski suhteliselt ühtlane ning hetkel saadud tulemus on pigem tagasihoidlik, kuna piirkoormuse leidmisel on piirkandevõime jagatud läbi suure osavaruteguriga, sest analüüsis saab tugineda vaid ühe vaia katseandmetele. See omakorda viitab sellele, et geoloogiliste uuringute tegijale ei ole esikohal mitte usaldusväärsete andmete hankimine optimaalse ehituslahenduse hankimiseks, vaid võimalikult soodne uuringu maksumus ning enamikel juhtudel saab tegija ise otsustada selle sisu ja mahu üle, kuna puudub eelnevalt koostatud uuringukava.

4.5. Majanduslik tasuvus

Hoone nr.2 vundeerimislahendus on huvitav mitmest aspektist. Vaiakatses katsetati vaid ühte 600mm läbimõõduga vaia, mis süvistati 19 meetri sügavusele maapinnast. Seejärel otsustati sama pika, kuid kitsama vaia läbimõõduga (d=457 mm) lahenduse kasuks.

Tabelis nr. 3 on välja toodud hinnakalkulatsioon, mis võrdleb omavahel lõpuks teostatud väiksema läbimõõduga vaiadega lahenduse maksumust ning vaiakatses saadud normkandevõime suuruse järgi arvutatud lahendust. Suurema läbimõõduga vaia hinnaks on arvestatud 95 eurot jooksva meetri kohta ning väiksema läbimõõduga vaia puhul 65 eurot jooksva meetri kohta. Betooni maksumuseks on mõlemal juhul arvestatud 400 eurot kuupmeetri kohta.

Vaiakatses tulemuste alusel					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
19m pikkused vaiad, d=600mm	85	tk	1805	153425	95 eur/jm
Rostvärgi betoon	267	m3	400	106800	400 eur/m3
			KOKKU:	260 225,00 €	
Lahendus lähtudes geoloogilisest uuringust					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mõõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
19m pikkused vaiad, d=457mm	114	tk	1235	140790	65 eur/jm
Rostvärgi betoon	302	m3	400	120800	400 eur/m3
			KOKKU:	261 590,00 €	
			VAHE:	1 365,00 €	

Tabel. 2.5. Hinnavõrdlus vaiakatses tulemuste ja geoloogilise uuringu alusel

Tabelist 2.5. on näha, et hinnavahe kahe võrreldava lahenduse vahel on väike ning vaia valik võis sõltuda näiteks töövõtja eelistustest. Geoloogiliste uuringute alusel teostatud vundeerimislahenduse plaan on töö graafilises osas, LISA 1 (3. joonis).Vaiakatses järgi välja pakutud vundeerimislahenduse plaan asub samuti LISAS 1 (4. joonis).

Järgnevas hinnakalkulatsiooni tabelis 2.6. on võrreldud omavahel projekteeritud ning lõpuks ka teostatud lahenduse maksumust ning lahendust, mis oleks teostatud siis, kui vaiade

kandevõimeid oleks hinnatud Chini meetodiga, leides vaia reaalse piirkandevõime, mitte vaid vaiale lubatava koormuse väärtuse.

Chini'i meetod					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mööõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
19m pikkused vaiad, d=600mm	73	tk	1805	131765	95 eur/jm
Rostvärgi betoon	180	m3	400	72000	400 eur/m3
			KOKKU:	203 765,00 €	
Lahendus lähtudes geoloogilisest uuringust					
Kulu kirjeldus	Tööde maht	Mööõtühik	Ühiku hind	Maksumus	Märkused
19m pikkused vaiad, d=457mm	114	tk	1235	140790	65 eur/jm
Rostvärgi betoon	302	m3	400	120800	400 eur/m3
			KOKKU:	261 590,00 €	
			VAHE:	57 825,00 €	

Tabel 2.6. Hinnavõrdlus Chini'i meetodi ja geoloogilise uuringu tulemuste alusel

Antud hinnakalkulatsioon näitab, et ebakorrektnete vaiade kandevõime hinnang on töövõtjale/tellijale maksma läinud hinnanguliselt 58 000 eurot. Sellise summa oleks saanud kokku hoida juhul, kui vaiakatse oleks olnud korrektselt teostatud. See summa võiks olla veelgi suurem, kui oleks otsustatud katsetada rohkemat arvu vaiasid. Seda saab järeldada seetõttu, et pinnas on krundi piires suhteliselt ühtlane. Seega tulemused oleks tulnud suure tõenäosusega suhteliselt sarnased. See oleks võimaldanud andmetöötlusel saadud tulemust jagada läbi väiksema osavaruteguriga, suuremale hulgale andmetele. Chini'i meetodi andmetele tuginedes välja pakutud vundeerimislahenduse plaan asub LISAS 1. (5.joonis).

4.6. Hoone nr.2 tulemused

Saadud tulemused näitavad, et hoone nr. 2 vundeerimislahendust poleks võimalik olnud lahendada madalvundamendina. Üksikvundamendi puhul oleksid taldmike laiused hakanud omavahel kattuma ning samuti oleks kaasnenud suured vajumid. Nii plaat- kui ka lintvudament on samuti antud hoone puhul välistatud variandid, kuna nende lahenduste kasutamine antud hoone puhul poleks olnud ökonoomne ning otstarbekas lahendus.

Hoone vundeerimislahendusena olid algselt mõeldud 600mm läbimõõduga vaiad, millele teostati ka vaiakatsetus. Ometi otsustati kasutada väiksema läbimõõduga vaiu, mille diameeter on 457 mm. Mõlema lahenduse hind on sarnane ja valik võis sõltuda töövõtja eelistustest.

Võrreldes lõplikult teostatud lahendust ning Chin'i meetodiga saadud tulemustele tuginedes välja pakutud optimaalsemat lahendust, oleks vundamendi maksumus vähenenud ca 58 000 euro võrra. Selgusetuks jääb samuti asjaolu, miks lõpetati vaiakatse enne vaia piirkandevõime saavutamist.

KOKKUVÕTE

Selleks, et projekteerida optimaalset vundeerimislahendust, on vaja täpseid ehitusgeoloogilisi uuringuid ja algandmeid. Uuritud objektide põhjal võib väita, et geoloogilised uuringud võivad olla kohati suhteliselt ebatäpsed, tugineda kellegi subjektiivsetel hinnangutel ning olla konkreetset määratlemata sisuga. Sellest tulenevalt võivad hoonete vundamendid olla vägagi ebaratsionaalsete lahendustega ja üle dimensioneeritud. Kuna tänane ehitusturg on kontsentreeritud kasumi tootmisele võidab töö enamasti madalaima hinna pakkuja ning uuringute sisu jäetakse töö teostaja otsustada. Samuti mängib rolli ka ajaline faktor, kuna ehitaja jaoks on aeg ja raha võrdelises seoses. Seega jääb eeltööde jaoks vähe aega ning korrektseks pinnaseuuringuks ei pruugigi aega jätkuda ja seetõttu kasutatakse tihti andmeid varem teostatud välitöödest, mis on tehtud lähedal asuvatel objektidel.

Sageli mängib rolli ka ehitusinseneride geotehnikaalased vähesed teadmised ning saadud geoloogilise uuringu andmeid ei osata korrektselt analüüsida. Tihti napib ka oskustest teha uuringufirmadele uuringute plaan.

Töös saadud tulemused näitavad, et kumbagi hoonet poleks olnud võimalik rajada madalvundamendile. Üksikvundamentide puhul oleksid taldade laiused hakanud kattuma ning vajumid oleksid põhjustanud ulatuslikke deformatsioone hoone kandekonstruksioonile. Ka teised madalvundamentide liigid on välistatud, kuna antud lahendused poleks olnud piisavalt ökonoomsed ning majanduslikult otstarbekad lahendused.

Uuritud hoonete vundeerimislahendused on üle dimensioneeritud ning uued välja pakutud ökonoomsemad lahendused oleksid ehituse maksumust vähendanud hoone nr. 1 puhul hinnanguliselt 258 000 eurot ning hoone nr. 2 puhul hinnanguliselt 58 000 eurot. See on hea näide löökpenetratsiooni katse vähesest usaldusväärsest. Kummagi hoone puhul ei teostatud õigesti geoloogilist uuringut pinnase omaduste määramiseks ega ka hiljem vaiakatseid, mis on samuti osa geoloogilisest uuringust. Kuna täiendavate uuringute tegemine on kulukas, siis uurimistöös kasutati teoreetilist analüüsi Chini'i meetodi abil. Antud valdkond vajab kindlasti ka täiendavat uurimist.

KASUTATUD KIRJANDUS

1. (2014). *Hoone nr.1 ehitusgeoloogiline uuring*. Tallinn
2. Jaaniso, V. (2014). *Madalvundamendi arvutus*. Tallinn: EHITAME kirjastus.
3. Jaaniso, V. (2015). *Vaivundamendid- Loengukonspekt*. Tallinn.
4. Jaaniso, V. *Jaotusvundamendid- Loengukonspekt*. Tallinn.
5. Jaaniso, V. *Üksikvaia kandevõime määramine- Loengukonspekt*. Tallinn.
6. (2015). *Hoone nr. 1 Vaiakatse aruanne*. Tallinn.
7. (2015). *Hoone nr.2 vaiakatse aruanne*. Tallinn.
8. (2015). *HOONE NR.1 EHITUSPROJEKT, PÕHIPROJEKT, SELETUSKIRI*. Tallinn.
9. Rohusaar, J., Mägi, R., Masso, T., Talvik, I., Jaaniso, V., Otsmaa, V., et al. (2014). *Ehituskonstruktori käsiraamat*. Tallinn: EHITAME kirjastus.
10. (2015). *Hoone nr.2 ehitusgeoloogiline uuring*. Tallinn.
11. Valgur, J. (2011). *Raudbetoonkonstruktsioonid II- Loengukonspekt*. Tartu.
12. (2012). EVS-EN 1990:2002+NA:2002 Eurokoodeks. Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused.
13. (2014). EVS-E N 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1.



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

LISA 1. GRAAFILINE OSA

**VUNDEERIMISLAHENDUSTE ARVUTUSED
CHINI'I MEETODIGA KAHE OLEMASOLEVA
HOONE NÄITEL**

**Foundation calculations by Chin's method in example
of two existing buildings**

Magistritöö

Juhendaja/õppejõud: Lehar Leetsaar

Üliõpilane Olari Aas

122567 EAEI

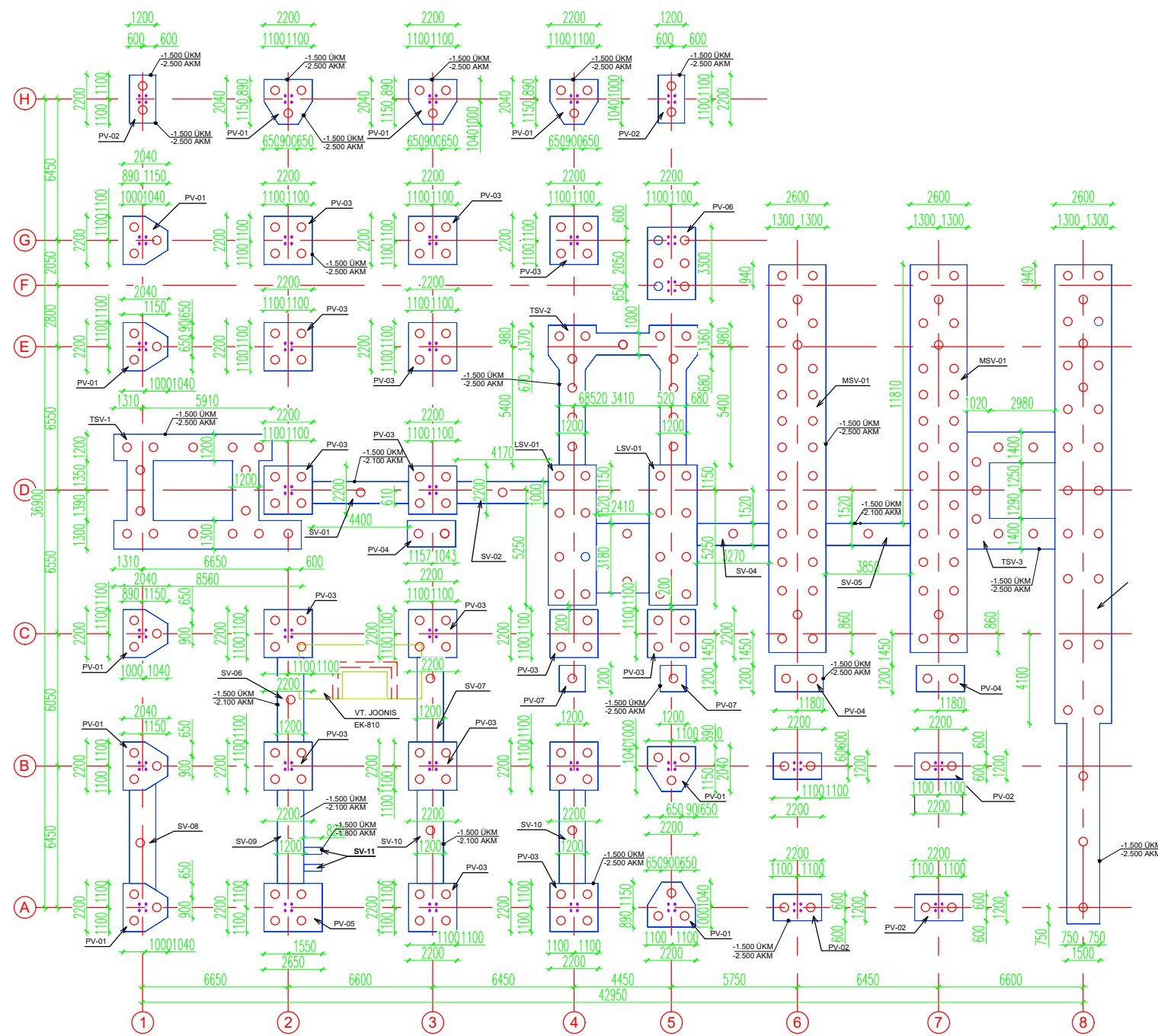
Üliõpilase meiliaadress olari.aas@gmail.com

Õppekava nimetus Ehitiste projekteerimine
ja arhitektuur


Tartu 2017

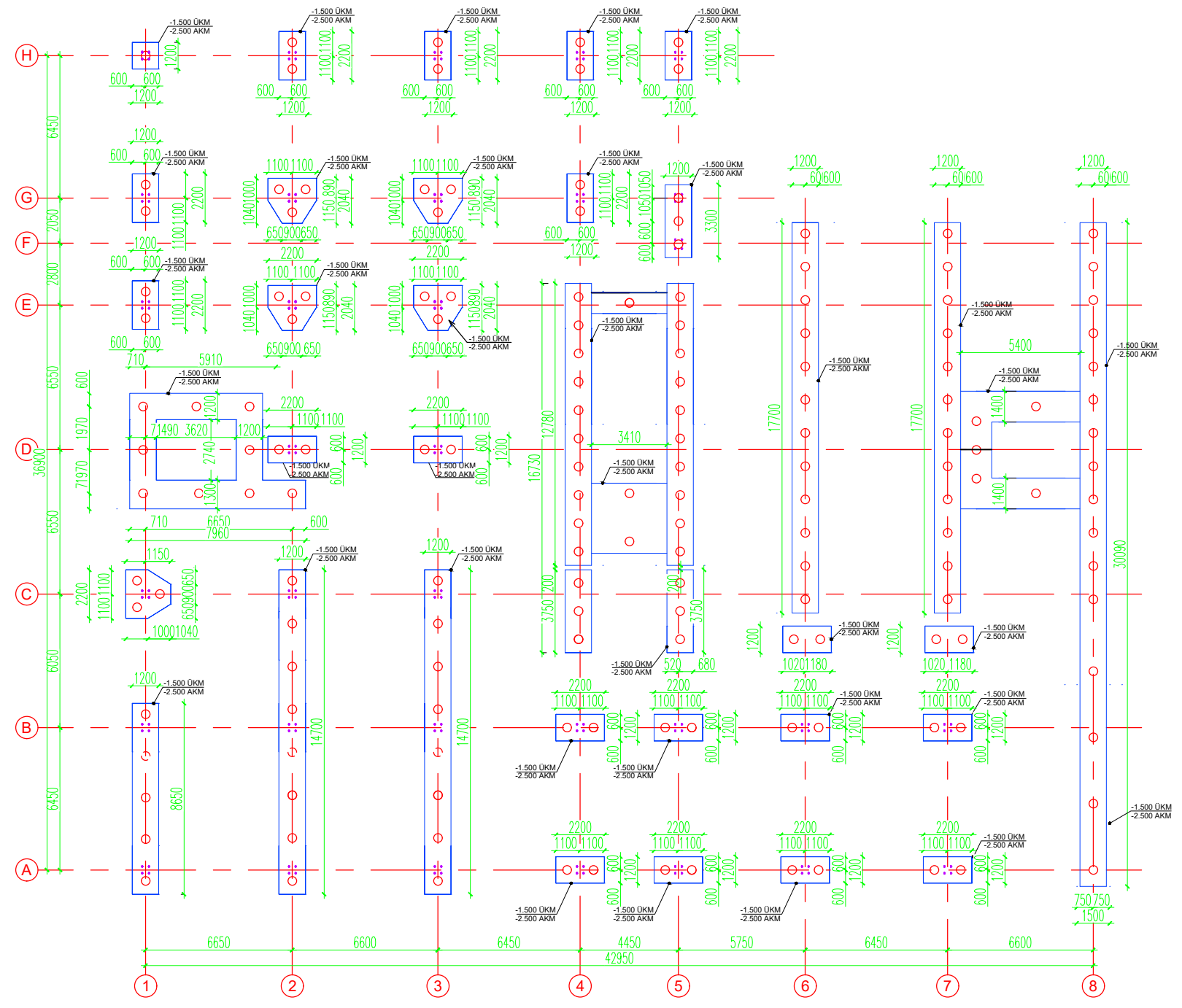
SISUKORD

1. Hoone nr. 1 vundament olemasoleva geoloogia järgi	M 1:250
2. Hoone nr. 1 vundament Chini'i meetodi järgi	M 1:250
3. Hoone nr. 2 vundament olemasoleva geoloogia järgi	M 1:150
4. Hoone nr. 2 vundament vaiakatse alusel	M 1:150
5. Hoone nr. 2 vundament Chini'i meetodi järgi	M 1:150




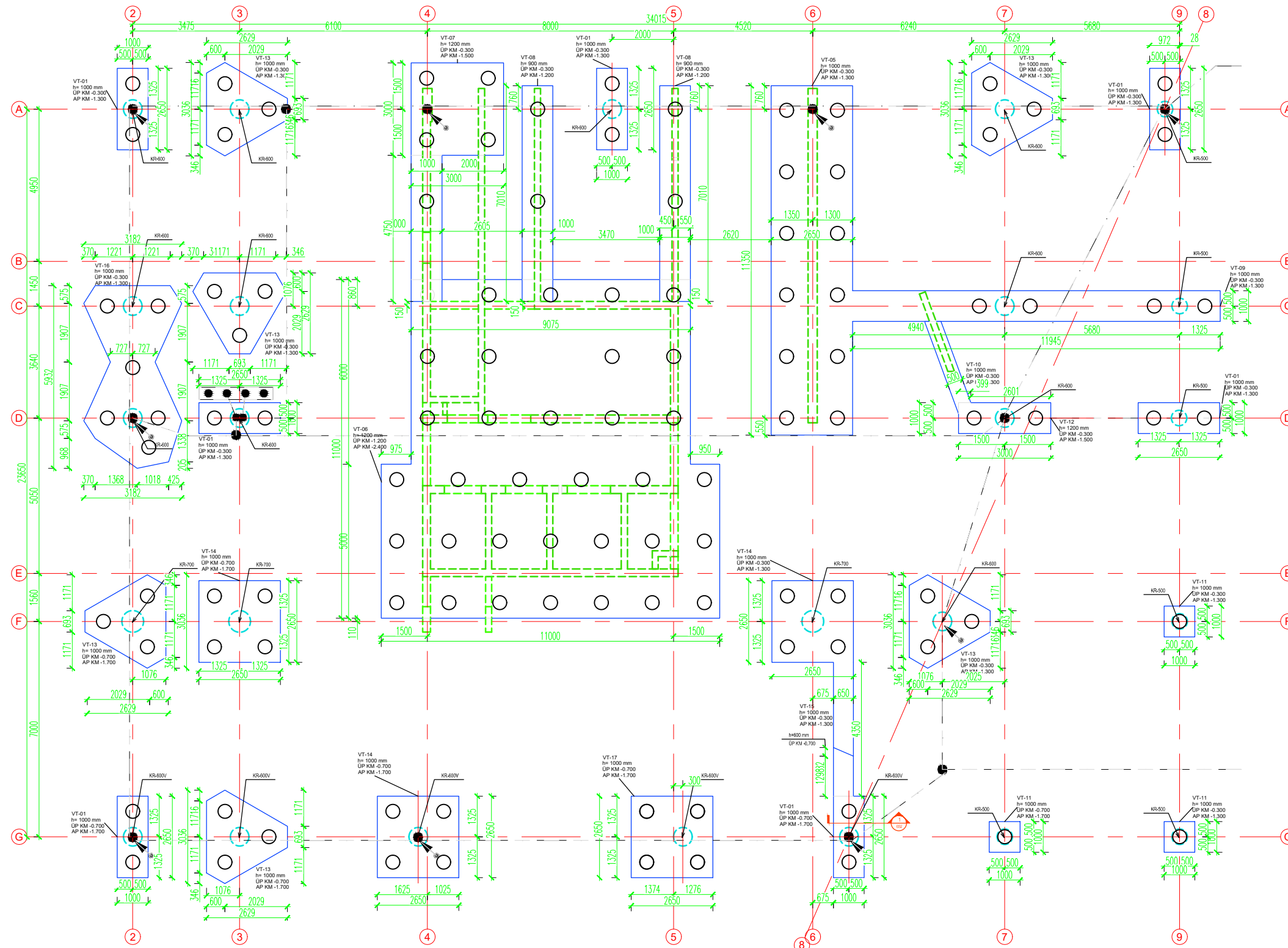
- MÄRKUSED:
- KÄESOLEVA JOONIS ON KOOSTATUD HOONE NR. 1 EHTUSGEOLOOGILISE UURINGU ALUSEL
 - KÄESOLEVA JOONISE ON KOOSTANUD HOONE NR. 1 EHTUSPROJEKTI AUTOR
 - ALUSBETON ALUSEKS VÕIB KASUTADA TÄITE JÄCKS KASUTATUD TRENDAATU IBAVÄHIT, KUI SELLE TÕEDUS VASTAB PROKTOR TÕEDUSELE 95% VÕI TÕENDATUD (95%, E 1-50M³) KÜLLUSTKAPAJA PAKSUSEGA min. 200mm.
 - BETONIKESKONNAKLASS: XC2
 - TOLERANTSIKLASS 1
 - BETONITUGEVIKLAASS: C30/37
 - BETONPINDADE VIMISTLUS
- VÄRATUD PINNAD: MUD-C (hüüri)
- NÄHTAVALE JÄÄVAD PINNAD (peal): TH+A-S VASTAVALT B04 NÕETELE
 - SARRUSE KLASS B80/B
 - SARRUSE NIMIKAITSEKHT PÕHIAS 70mm, MUUAL 50mm, KUI JOONISEL EI OLE NÄIDATUD TEIST.
 - SARRUSE ÜLEKATE JÄTKAMISEL 40°D, KUI ÜHES RISTLÜKES JÄTKATUD 25% ARMATUURIST, KÕNDE VARRASTE JÄTKAMISEL ÜLEKATE 60°D
 - BETON KÜLSPINDADE LAHTIRAKENEMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETON ON SAAVUTANUD NIMITUGEVIKSEST 30%, JA KOORMATA OMAKAALUGA, KUI BETON ON SAAVUTANUD 70% NIMITUGEVIKSEST.

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht / Lehti: 1/5
Koostaja: Olari Aas	Joonise nimi: Hoone nr.1 vundament ol.oleva geoloogia järgi		
Juhendaja: Lehar Leetsaar	TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž	Töö nimi: Vundeerimislahenduste arvutused Chini'i meetodiga kahe ol.oleva hoone näitel	




- MÄRKUSED:
- KÄESOLEV JÕONS ON INFORMATIIVNE JA MÕELDUD VÄLDI VÄLJA PAKUTUD VUNDEERIMISLÄHENDUSE VISUAALSEKS ESITLUSEKS NING MAHTUDE KONTROLLIKS
 - BETOOMI KÜLGPINNAD LAHTRAKESTAMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETOOM ON SAAVUTANUD NIMITUGEVUSEST 30% JA KOORMATA OMAKAALIGA, KUI BETOOM ON SAAVUTANUD 70% NIMITUGEVUSEST.
 - ALUSBETOOMI ALUSEKS VÕIB KASUTADA TÄITE JAKSIS KASUTATUD TIHENDATUD LIVAKHITTI, KUI SELLE TIHEDUS VASTAB PROKTOR TIHEDUSELE 95% VÕI TIHENDATUD (95%, E1-50M³/m³) KILLUSTIKPADJA PAKSUSEGA min. 200mm.
 - BETOOMI KESKONNKLASS: XC2
 - TOLERANTSIKLASS 1
 - BETOOMI TUGEVIKLAAS: C30/37
 - BETOOMPINNAD VIMISTLUS
- VARJATUD PINNAD MUC-C (kület)
- NÄHTAVALE JÄÄVAD PINNAD (pealt) THH-A-S VASTAVALT B04 NÕULELE
 - SARRUSE KLASS B500B
 - SARRUSE NIMIKATSEBIT PÕHJAS 70mm, MUJAL 50mm, KUI JÕONISEL EI OLE NÄHDATUD TEIST.
 - SARRUSE ÜLEVATE JÄTKAMISEL 40°B, KUI ÜHES RISTLÕIKES JÄTKATUD 25% ARMITLURIST, KÕIKIDE VARRASTE JÄTKAMISEL ÜLEKATE 60°.
 - BETOOMI KÜLGPINNAD LAHTRAKESTAMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETOOM ON SAAVUTANUD NIMITUGEVUSEST 30% JA KOORMATA OMAKAALIGA, KUI BETOOM ON SAAVUTANUD 70% NIMITUGEVUSEST.

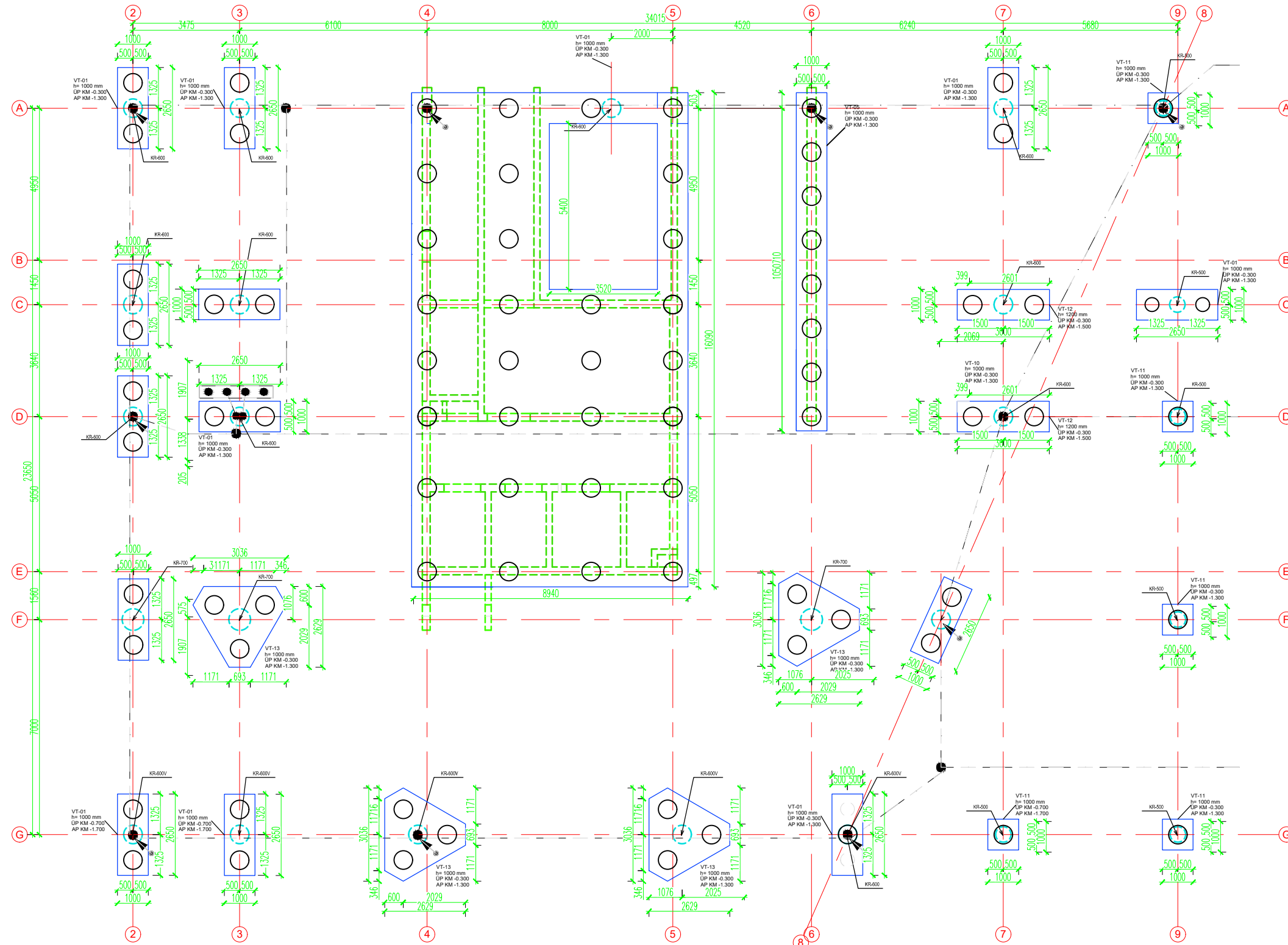
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht / Lehti: 2/5
Koostaja: Olari Aas		Joonise nimi: Hoone nr.1 vundeerimislahendus lähtudes Chini'i meetodist	
Juhendaja: Lehar Leetsaar			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Töö nimi: Vundeerimislahenduste arvutused Chini'i meetodiga kahe ol.oleva hoone näitel	



MÄRKUSED:


- KÄESOLEV JOONIS ON KOOSTATUD HOONE NR. 2 EHTISGEOLOOGILISE UURINGU ALUSEL
- KÄESOLEVA JOONISE ON KOOSTANUD HOONE NR. 2 EHTISPROJEKTI AUTOR
- BETOOINI KÜLGPINDADE LAHTIRAKESTAMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD NIMITUGEVUSEST 30% JA KOORMATA OMAKAALUGA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD 70% NIMITUGEVUSEST.
- BETOOINI KESKONNAKLASS: XC2
- TOLERANTSIKLASS 1
- BETOOINI TUGEVUSKLASS: C30/37
- BETOONPINDADE VIIMISTLUS
- VARJATUD PINNAD MUO-C (kütjelt)
- NÄHTAVALE JÄÄVAD PINNAD (pealt) THLA-S VASTAVALT BÜ4 NÕETELE
- SARRUSE KLASB B500B
- SARRUSE NIMIKAITSEKIHT PÕHJAS 70mm, MUJAL 50mm, KUI JOONISEL EI OLE NÄIDATUD TEISITI.
- SARRUSE ÜLEKATE JÄTKAMISEL 40°Ø, KUI ÜHES RISTLÖIKES JÄTKATUD 25% ARMATUURIST, KÕIKIDE VARRASTE JÄTKAMISEL ÜLEKATE 60°Ø.

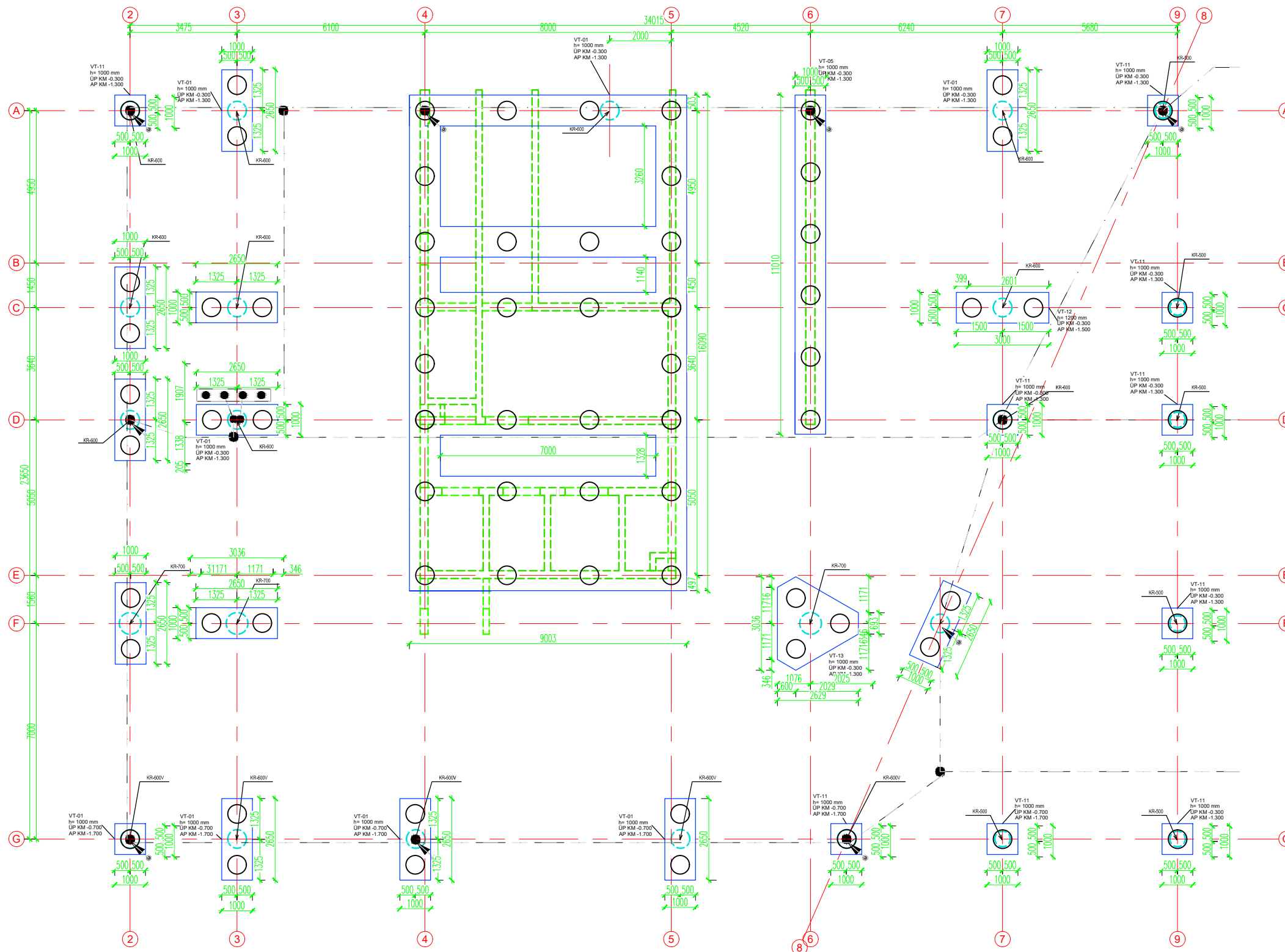
 TALLINNA TEHNIKAÜLICOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht / Lehti: 3/5
Koostaja: Olari Aas		Joonise nimi: Hoone nr.2 vundament ol.oleva geoloogia järgi	
Juhendaja: Lehar Leetsaar		Töö nimi: Vundeerimislahenduste arvutused Chini'i meetodiga kahe ol.oleva hoone näitel	
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž			



MÄRKUSED:


- KÄESOLEV JOONIS ON INFORMATIIVNE JA MÕELDUD VAID UUE VÄLJA PAKUTUD VUNDEERIMISLAHENDUSE VISUAALSEKS ESITLUSEKS NING MAHTUDE KONTROLLIKS
- SARRUSE ÜLEKATE JÄTKAMISEL 40°Ø, KUI ÜHES RISTLÖIKES JÄTKATUD 25% ARMATUURIST, KÕIKIDE VARRASTE JÄTKAMISEL ÜLEKATE 60°Ø.
- BETOONI KÜLGPINDADE LAHTIRAKESTAMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD NIMITUGEVUSEST 30% JA KOORMATA OMAKAALUGA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD 70% NIMITUGEVUSEST.
- BETOONI KESKONNAKLASS: XC2
- TOLERANTSIKLASS 1
- BETOONI TUGEVUSKLASS: C30/37
- BETOONPINDADE VIIMISTLUS
- VARJATUD PINNAD MUO-C (külfelt)
- NÄHTAVALE JÄÄVAD PINNAD (pealt) THI-A-S VASTAVALT BÜ4 NÕETELE
- SARRUSE KLASB B500B
- SARRUSE NIMIKAITSEKIHT PÕHJAS 70mm, MUJAL 50mm, KUI JOONISEL EI OLE NÄIDATUD TEISITI.

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht / Lehti: 4/5
Koostaja: Olari Aas			Joonise nimi:
Juhendaja: Lehar Leetsaar		Hoone nr.2 vundament vaiakatsel	
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Töö nimi: Vundeerimislahenduste arvutused Chini'i meetodiga kahe ol.oleva hoone näitel	



MÄRKUSED:

1. KÄESOLEV JOONIS ON INFORMATIIVNE JA MÕELDUD VAID UUE VÄLJA PAKUTUD VUNDEERIMISLAHENDUSE VISUAALSEKS ESITLUSEKS NING MAHTUDE KONTROLLIKS
2. SARRUSE ÜLEKATE JÄTKAMISEL 40°Ø, KUI ÜHES RISTLÖIKES JÄTKATUD 25% ARMATUURIST, KÕIKIDE VARRASTE JÄTKAMISEL ÜLEKATE 60°Ø.
3. BETOONI KÜLGPINDADE LAHTIRAKESTAMIST VÕIB ALUSTADA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD NIMITUGEVUSEST 30% JA KOORMATA OMAKAALUGA, KUI BETOON ON SAAVUTANUD 70% NIMITUGEVUSEST.
4. BETOONI KESKONNAKLASS: XC2
5. TOLERANTSIKLASS 1
6. BETOONI TUGEVUSKLASS: C30/37
7. BETOONPINDADE VIIMISTLUS
- VARJATUD PINNAD MUO-C (küljelt)
- NÄHTAVALE JÄÄVAD PINNAD (pealt) TH1A-S VASTAVALT BÜ4 NÕETELE
8. SARRUSE KLASB B500B
9. SARRUSE NIMIKAITSEKIHT PÕHJAS 70mm, MUJAL 50mm, KUI JOONISEL EI OLE NÄIDATUD TEISITI.

 TALLINNA TEHNIKAÜLICOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht / Lehti: 5/5
Koostaja: Olari Aas		Joonise nimi: Hoone nr.2 vundeerimislahendus lähtudes Chini'i meetodist	
Juhendaja: Lehar Leetsaar		Töö nimi: Vundeerimislahenduste arvutused Chini'i meetodiga kahe ol.oleva hoone näitel	
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž			